

Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Sciences et Technologie



N°Ref :.....

**Projet de Fin d'Étude préparé en vue de l'obtention du diplôme
de MASTER**

Spécialité : Génie civil (Structure)

**Conception et Étude D'un Bâtiment «RDC + 11 + S-
SOL» du forme irrégulière par une analyse
dynamique et statique non linéaire**

Réalisé par :

- Khallef Nihad

- Belfa Samira

Soutenu devant le jury :

Mr. LECHEHEB Mostefa

Mr. RABEHI Mostefa

Mr : G UETTICHE Abdelheq

Président

Examineur

Promoteur

Année universitaire : 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

À mes très chers parents.

À toute ma famille sans exception.

À toute mes amis.

A celle qui partagé ce travail avec moi ma chère amie et binôme «Samira».

Nihad.

Dédicace

Je dédié ce modeste travail à :

À mes très chers parents.

À toute ma famille sans exception.

À toute mes amis.

A celle qui partagé ce travail avec moi ma chère amie et binôme « Nihad ».

Samira.

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le tout 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 qu'on remercie notre

Encadreur Mr A. GUETTICHE pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande

Bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil de l'université de Mila pour nous avoir transmis un bagage de qualité durant notre formation.

Nos gratitude à tous les membres du jury qui nous font l'honneur de juger ce modeste travail.

Un grand merci à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet.

KHALLEF NIHAD.

BELFA SAMIRA

Nomenclature

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

α : Coefficient de la fibre neutre.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B, b : La largeur (m).

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : État limite de service.

ELU: État limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : Hauteur totale du plancher.

h_0 : Épaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service. .

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : Longueur fictive.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : Surface du radier (m^2).

S_t : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : Hauteur total du radier (m).

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poison

σ : Contrainte normale.

γ_W : Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I. Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

I.1 Introduction.....	3
I.2 Présentation du bâtiment	3
• I.2.1 Implantation de l'ouvrage.....	3
• I.2.2 Caractéristiques géométriques	4
• I.2.3 Système structural	6
• I. 2.4 Classification du bâtiment selon l'RPA 99 version 2003	6
I. 3 Caractéristique du site d'assise	7
I.4 Les éléments de l'ouvrage	7
• I.4.1 Plancher.....	7
• I.4.2 Maçonnerie	8
• I.4.3 Terrasse.....	8
• I.4.4 Revêtement.....	8
• I.4.5 Escalier	8
• I.4.6 Ossature contreventée.....	8
I.5 Caractéristique des matériaux	9
• I.5.1 Introduction	9
• I.5.2 Définition.....	9
• I.5.3 Le béton.....	10
• I.5.4 L'acier	14
I.6 Actions et sollicitations	16
• I.6.1 : Actions	16
• I.6.2 Sollicitations	17
I.7 Hypothèses de calcul	18
• I.7.1 État limite ultime de résistance (ELU)	18
• I.7.2 État limite ultime de service (ELS)	18
I.8 Conclusion	19

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction.....	20
II.2 Pré dimensionnement du Plancher.....	20

• II.2.1 Planchers à corps creux.....	20
• II.2.2 Dalle pleine.....	22
II.3 Pré dimensionnement des voiles.....	24
II.4 Pré dimensionnement des Poteaux.....	25
II.5 Pré dimensionnement des poutres.....	25
• II.5.1 Poutres principales.....	25
• II.5.2 Poutres secondaires.....	26
II.6 Pré dimensionnement des escaliers.....	27
II.7 Évaluation des charges et surcharges.....	28
• II.7.1 Les planchers.....	29
• II.7.2.Cloison extérieures.....	32
• II.7.3 Escalier.....	32
• II.7.4 Acrotère.....	33
II.8 Descente de charges.....	34
• II.8.1 Loi de dégression.....	34
II.9 Conclusion.....	40

Chapitre III .Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction.....	42
III.2 Étude de l'acrotère.....	42
III.3 Calcul des escaliers.....	52
• III.3.10 Étude de la poutre palière.....	59
III.4 Plancher.....	64
III.5 Plancher en dalle pleine.....	81
III.6 Étude des balcons.....	91
III.7 Conclusion.....	93

Chapitre IV. Étude sismique et dynamique

IV.1 Introduction.....	94
IV.2 Objectif de l'étude.....	94
IV.3 Choix de la méthode de calcul.....	94
IV.4 Résultante des forces sismiques de calcul.....	94
IV.5 Analyse dynamique.....	95
• IV.5.1 Caractéristiques dynamiques propres.....	95
IV.6 Modélisation de la structure étudiée.....	96

IV.7 Spectre de réponse de calcul.....	98
IV.8 Résultats de calcul et Vérification de la structure selon le RPA.....	100
IV.9 L'excentricité accidentelle.....	105
IV.10 Vérification vis-à-vis des déplacements.....	106
IV.11 Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	107
IV.12 L'effort normal réduit dans les poteaux.....	109
IV.13 Vérification au renversement.....	109
IV.14 Vérification de l'interaction voiles portiques.....	111
IV.14 Conclusion.....	114

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Introduction.....	115
• V.1.1 Hypothèses.....	115
V.2 Étude des poteaux.....	115
• V.2.1 Introduction	115
• V.2.2 Rôles des poteaux en béton armé.....	116
• V.2.3 Combinaisons de calcul	116
• V.2.4 Ferrailages des poteaux.....	117
• V.2.5 Exemple de calcul.....	119
• V.2.6 Vérification de l'effort tranchant	124
• V.2.7 Vérification vis-à-vis de l'E.L.S.....	126
• V.2.8 Schéma de ferrailage des poteaux.....	127
V.3 Étude des poutres.....	128
• V.3.1 Introduction	128
• V.3.2 Rôle des poutres en béton armé.....	128
• V.3.3 Les combinaisons d'action	128
• V.3.4 Ferrailage des poutres.....	128
• V.3.5 Vérification de la compression du béton	130
• V.3.6 Vérification de la flèche	130
• V.3.7 Les sollicitations dans les poutres	131
• V.3.8 Ferrailage des poutres	131
• V.3.9 Vérification de la compression du béton	133
• V.3.10 Vérification de l'effort tranchant	133
• V.3.11 Vérification de la flèche	134

• V.3.12 Vérification à l'ELS	135
• V.3.13 Schéma de ferrailage des poutres.....	136
V.4 Étude des voiles.....	137
• V.4.1 Introduction	137
• V.4.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales	137
• V.4.3 Rôle de contreventement	137
• V.4.4 Les avantages des voiles	138
• V.4.5 Les Combinaisons des actions	138
• V.4.6 Les recommandations du RPA99.....	138
• V.4.7 Règles communes :.....	139
• V.4.8 Disposition des voiles	139
• V.4.9 Tableaux des sollicitations.....	141
• V.4.10 Ferrailage des voiles.....	141
• V.4.11 Vérification des voiles à ELS	145
• V.4.12 Schéma de ferrailage des voiles.....	146
V.5 Conclusion.....	147

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

VI.1 Introduction.....	148
VI.2 Reconnaissance du sol.....	148
VI.3 Facteur de choix du type de fondation.....	148
VI.4 Caractéristiques du sol.....	149
VI.5 Combinaisons d'actions à considérer.....	149
VI.6 Choix du type de fondation.....	149
VI.7 Radier général.....	150
VI.8 Ferrailage du radier.....	158
VI.9 Étude du mur voile périphérique.....	167
VI.10 Épaisseur du mur.....	167
VI.11 Caractéristiques du sol.....	167
VI.12 Méthode de calcul.....	167
VI.13 Sollicitations.....	168
VI.14 Ferrailage de la dalle.....	169
VI.15 Vérification de l'effort tranchant.....	169
VI.16 Vérification à l'ELS.....	170

VI.17 Schéma de ferrailage des voiles périphérique.....	171
VI.18 Conclusion.....	171

Chapitre VII. Analyse statique non linéaire

VII.1 Introduction.....	172
VII.2 Définition de l'analyse pushover.....	172
VII.3 But de l'analyse Push over.....	172
VII.4 Origine de l'analyse push over.....	173
VII.5 Formulation de l'analyse statique non-linéaire par poussée progressive « push over »	174
VII.6 Principe de la méthode de "Push over".....	175
VII.7 Transformation de la courbe de capacité.....	176
VII.8 Transformation du spectre de demande.....	176
VII.9 Le point de performance.....	177
VII.10 Rotules plastiques.....	177
VII.11 Définition du comportement non-linéaire des éléments structuraux.....	178
VII.12 Définition du chargement de l'analyse "Pushover".....	179
VII.13 Déplacement cible.....	179
VII.14 L'analyse Push Over.....	179
VII.15 Conclusion.....	194

Conclusion générale

Référence bibliographique

Annexe

Liste des tableaux

Chapitre I. Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques du béton.....	19
Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers.....	19

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

Tableau II-1: Section des poteaux préalable.....	25
Tableaux II-2 : Charges permanentes d'un plancher étage terrasse en corps creux.....	29
Tableaux II.3 : Charges permanentes et d'exploitation d'étage courant à corps creux.....	30
Tableaux II.4 : Charges permanentes et d'exploitations d'une dalle pleine en RDC.....	30
Tableaux II-5 : Charges permanentes et d'exploitations d'une dalle pleine en sous-sol....	31
Tableaux II-6 : Les charges permanentes et d'exploitations d'un balcon.....	31
Tableaux II-7 : Charges permanentes des cloisons extérieures.....	32
Tableaux II-8 : Les charges permanentes d'un escalier.....	32
Tableaux II-9 : Charges permanentes et d'exploitation d'un palier.....	33
Tableaux II-10 : Charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère.....	33
Tableaux II-11 : Les différentes sections de poteau.....	36
Tableaux II-12 : La descente de charge de poteau.....	36
Tableau II-13: Résultats des vérifications au flambement.....	40

Chapitre III .Calcul des éléments secondaires

Tableau III-1: Les sollicitations de l'acrotère.....	46
Tableau III-2 : Calcul du Combinaison des charges.....	52
Tableau III.3 : Calculs des sollicitations du escalier.....	55
Tableau III-4 : Ferrailage longitudinal de L'escalier.....	56
Tableau III-5 : Le choix de ferrailage longitudinal.....	56
Tableau III-6 : Le choix de ferrailage de répartition.....	57
Tableau III-7 : Ferrailage longitudinal de la poutre palière.....	60
Tableau III-8 : Vérification à l'ELS.....	62
Tableau III- 9 : Sollicitation du plancher d'étage.....	69
Tableau III- 10 : Sollicitation du plancher terrasse.....	70
Tableau III-11 : Ferrailage du plancher d'étage courant.....	72
Tableau III-12 : Ferrailage du plancher terrasse.....	77
Tableau III-13 : Ferrailage des planchers.....	77
Tableau III-14 : Ferrailage de la dalle.....	83

Tableau III-15 : Vérification à l'ELS.....	85
Tableau III-16 : Ferrailage de la dalle.....	86
Tableau III-17 : Vérification à l'ELS.....	88
Tableau III-18 : Ferrailage de balcon.....	91

Chapitre IV. Étude sismique et dynamique

Tableau IV-1 : Valeur de facteur de qualité.....	99
Tableau IV-2 : Valeurs des périodes caractéristiques T_1, T_2	99
Tableau IV-3 : Période de vibration et taux de participation massique.....	101
Tableau IV-4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	105
Tableau IV-5 : Excentricité théorique et accidentelle.....	105
Tableau IV-6 : Vérification des déplacements.....	106
Tableau IV-7 : Vérification à l'effet P- Δ sens x-x.....	108
Tableau IV-8 : Vérification à l'effet P- Δ sens y-y.....	108
Tableau IV-9: Vérification de l'effort normal réduit.....	109
Tableau IV-10 : Vérification au renversement x-x.....	109
Tableau IV-11: Vérification au renversement y-y.....	110
Tableau IV-12 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	111
Tableau IV-13 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	113
Tableau IV-14 : choisir l'effort de dimensionnement.....	113

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V-1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.....	115
Tableau V-2 : Sollicitations des poteaux.....	119
Tableau V-3 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	124
Tableau V-4: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	125
Tableau V-5 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	125
Tableau V-6 : Vérification des poteaux à l'ELS.....	126
Tableau V-7 : Le pourcentage total maximum et minimum des aciers longitudinaux.....	129
Tableau V-8 : Sollicitations des poutres.....	131
Tableau V-9 : Ferrailage longitudinal des poutres.....	132
Tableau V-10 : Ferrailage transversales des poutres.....	132
Tableau V-11 : l'espacement des armatures des poutres.....	132
Tableau V-12 : Section des armatures des barres transversales.....	133
Tableau V-13 : Vérification de la compression du béton.....	133

Tableau V-14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres.....	134
Tableau V-15 : Vérification des poutres à l'ELS.....	136
Tableau V-16 : Sollicitations des voiles.....	141
Tableau V- 17 : Ferrailage verticales des voiles.....	143
Tableau V- 18 : Vérification de voile à l'effort tranchant.....	144
Tableau V- 19 : Ferrailage horizontal des voiles.....	145
Tableau V- 20 : Vérification des voiles à l'ELS.....	145

Chapitre V. Étude de l'infrastructure

Tableau VI-1 : Calcul des inerties longitudinal du radier.....	155
Tableau VI-2 : Calcul des inerties transversal du radier.....	156
Tableau VI-3: Ferrailage longitudinal du radier.....	160
Tableau VI-4: Vérification du radier à l'ELS.....	162
Tableau VI-5 : Sollicitation de la nervure x-x.....	163
Tableau VI-6 : Sollicitation de la nervure y-y.....	164
Tableau VI-7: Ferrailage longitudinal des nervures.....	164
Tableau VI-8 : Vérification des nervures à l'ELS.....	165
Tableau VI-9 : choix de ferrailage du voile périphérique.....	169
Tableau VI-10 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	170

Chapitre VII. Analyse statique non linéaire

Tableau VII-1 : niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif.....	184
Tableau VII-2 : La capacité spectrale de la structure sens x.....	191
Tableau VII-3 : La capacité spectrale de la structure sens y.....	191
Tableau VII-4 : Développement des Rotules Plastiques sens x.....	192
Tableau VII-5: Développement des Rotules Plastiques dans le sens y.....	193

Liste des figures

Chapitre I. Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Figure I.1 : plan de situation et plan de masse.....	3
Figure I.2 : Dimensions en élévation.....	4
Figure I.3 : Dimensions en plan RDC.....	5
Figure I.4 : Dimensions en plan étage courant.....	5
Figure I.5 : Dispositions des voiles.....	6
Figure I.6 : Diagramme contraintes déformation du béton.....	13
Figure I.7: Diagramme contraintes déformation à l'ELS.....	14
Figure I.8: Diagramme contraintes déformation de l'acier.....	15

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

Figure II-1 : Coupe verticale d'un plancher à corps creux.....	21
Figure II-2 : schéma d'une section en T.....	22
Figure II-3 : Dimensions de la section en T.....	22
Figure II-4 : coupe de voile en élévation.....	24
Figure II-5 : Hauteur libre de poteaux.....	25
Figure II-6 : représente le schéma d'un escalier.....	27
Figure II-7 : Coupe escalier.....	28
Figure II-8 : Coupe en élévation d'escalier.....	28
Figure II-9 : Plancher à corps creux de terrasse.....	29
Figure II-10 : Plancher à corps creux de terrasse.....	29
Figure II-11 : Plancher dalle pleine.....	30
Figure II-12:schéma d'un balcon.....	31
Figure II-13 : Schéma de l'acrotère.....	33
Figure II-14 : Schéma de poteau la plus sollicité.....	35

Chapitre III .Calcul des éléments secondaires

Figure III-1 : Schéma réel et statique de l'acrotère.....	43
Figure III-2: Schéma de distribution des forces.....	44
Figure III-3 : Schéma représenté les sollicitations.....	46
Figure III-4 : Schéma de ferrailage d'un acrotère.....	51
Figure III-5 : Vue en plan (escalier).....	52
Figure III-6 : Diagramme des moments et des efforts tranchants.....	55

Figure III-7 : Schéma statique du la poutre palier.....	59
Figure III-8 : schéma de ferrailage global.....	63
Figure III-9 : Schéma d'une poutrelle.....	65
Figure III-10 : Ferrailage de la table de compression.....	66
Figure III-11 : Principe de la méthode des trois moments.....	73
Figure III-12 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	81
Figure III-13 : Vue en plan du panneau le plus sollicité.....	81
Figure III-14 : schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	90
Figure III-15 : schéma d'un balcon.....	91
Figure III-16 : ferrailage de balcon.....	93

Chapitre IV. Étude sismique et dynamique

Figure IV-1 : Spectre de réponse de la structure.....	100
Figure IV-2 : Vu en plan et en 3D des voiles.....	101
Figure IV-3 : les modes de déformation.....	102

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

Figure V-1 : Disposition d'armatures des poteaux.....	127
Figure V-2 : Disposition d'armatures des poutres.....	136
Figure V-3 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	137
Figure V-4 : Disposition des voiles.....	140
Figure V-5 : ferrailage des voiles groupe 1.....	146
Figure V-6 : ferrailage des voiles groupe 2.....	146
Figure V-7 : ferrailage des voiles groupe 3.....	146
Figure V-8: ferrailage des voiles groupe 4.....	147
Figure V-9: ferrailage des voiles groupe 5.....	147

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

Figure VI-1: Schéma du radier nervuré.....	151
Figure VI-2: Disposition d'armatures du radier.....	162
Figure VI-3: Schéma d'une nervure.....	164
Figure VI-4: Schéma de ferrailage des nervures.....	166
Figure VI-5 : Schéma de ferrailage de radier sens x-x.....	166
Figure VI-6 : Schéma de ferrailage de radier sens y-y.....	166
Figure VI-7: Schéma statique d'un voile périphérique.....	168
Figure VI-8: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	171

Chapitre VII. Analyse statique non linéaire

Figure VII-1 : Courbe de capacité d'une structure.....	172
Figure VII-2 : Système d'une structure à plusieurs degrés de libertés.....	173
Figure VII-3 : Transformation d'un système PDDL à un système 1DDL.....	175
Figure VII-4 : Transformation de la courbe de capacité.....	176
Figure VII-5 : Transformation du spectre de demande.....	176
Figure VII.6 : Point de performance	177
Figure VII-7 : Introduction du ferrailage.....	180
Figure VII-8 : Définition des rotules plastiques (hinges).....	181
Figure VII-9 : Introduction des rotules plastiques des poutres.....	182
Figure VII-10 : Introduction (Affectation) des rotules plastiques des poteaux.....	182
Figure VII-11 : Courbe force-déplacement et moment- rotation pour une définition de rotule utilisée dans SAP2000 (courbe de déformation plastique).....	183
Figure VII-12 : Loi de comportement de rotule de cisaillement de type M3.....	184
Figure VII-13 : Loi de comportement des rotules couplées de type P-M2-M3.....	185
Figure VII-14 : Les charges latérales selon les deux sens x et y.....	185
Figure VII-15 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales.....	186
Figure VII-16 : Définition du chargement de l'analyse Push-over.....	187
Figure VII-17 : Déplacement cible suivant X (U1).....	187
Figure VII-18 : Exécution de l'analyse de Push-over.....	188
Figure VII-19 : Courbes de capacité push-over dans les deux sens x et y.....	188
Figure VII-20 : Détermination du point de performance (courbe de capacité spectrale)...	189
Figure VII-21 : La bi linéarisation de la Courbe de capacité.....	190
Figure VII-22 : Les rotules plastiques dans le sens x.....	192
Figure VII-23 : Les rotules plastiques dans le sens y.....	193

ملخص :

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لبرج مكون من طابق تحت الارض زائد طابق أرضي مع إحدى عشرة طابقا علويا. اشتملت الدراسة على جزأين رئيسيين:

الجزء الاول: تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف بالبنائية، مع إعطاء الابعاد الاولى للعناصر و حمولة كل العناصر المكونة لها، وحساب تسليح العناصر الثانوية (السلالم و البلاطات المفرغة و المملوءة ...).
إشتمل هذا الجزء أيضا إجراء دراسة ديناميكية خطية للمبنى بواسطة برنامج ETABS ، الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المقاومة المكونة للبنائية، مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية في مجال البناء و اللوائح الزلزالية.

الجزء الثاني: تم تخصيص هذا الجزء لتحليل ثابت غير خطي باستخدام طريقة الدفع التدريجي هي طريقة بسيطة وعملية لرسم "منحنى القدرة" الذي يقارن ب "منحنى الطلب الزلزالي " لتحديد "نقطة الجودة" للمنشأ عبر الاعتماد على برنامج ساب 2000. هذا التحليل يمثل أساسا لتصميم المضاد للزلازل المعروف ب:"التحليل بالجودة"، بهدف الاقتراب بقدر الامكان من السلوك الحقيقي للبنائية.

الكلمات المفتاحية : البرج، الخرسانة المسلحة، تحليل ديناميكي خطي، طريقة الدفع التدريجي، ايتابس ،، ساب 2000

Résumé:

Ce projet présente une étude détaillée d'une Tour constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée et 11 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: Cette partie est consacrée à une analyse statique non linéaire utilisant la méthode de poussé progressive. Il s'agit d'une méthode simple et pratique pour tracer une «courbe de capacité» qui se compare à une «courbe de demande sismique» pour déterminer le «point de performance», sur la base du programme SAP 2000. Cette analyse constitue la base de la conception sismique, dite «analyse de performance», afin de se rapprocher le plus possible du comportement réel du bâtiment.

Mots clés : Tour, béton armé, Analyse dynamique linéaire, méthode poussé progressive ,ETABS ,SAP2000.

Abstract

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

The first part: a general description of the project which includes a definition of the building, then the pre-dimensioning of the elements of the structure and the descent of loads (stairs, floors, and solid slabs).

This part also included a linear dynamic study of the building by the ETABS program, 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 and seismic rules.

The second part: This part is devoted to a nonlinear static analysis using the progressive push-over method. This is a simple and convenient method of plotting a "capacity curve" that compares to a "seismic demand curve" to determine the "performance point", based on the SAP 2000 program. This analysis represents the basis of the seismic design, known as "performance analysis", in order to get as close as possible to the real behavior of the building.

Keywords: Tower, Reinforced concrete, linear dynamic analysis, push-over method ,ETABS, SAP 2000.

Introduction Générale

Introduction Générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. À ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Durant les dernières décennies, le monde a connu plusieurs séismes de moyenne à grande magnitude, qui ont touchés plusieurs pays, causant de très grands dégâts humains que matérielles.

L'Algérie a connu lors des 50 dernières années deux séismes majeurs (El Asnam le 10 octobre 1980 et Boumerdes le 21 mai 2003) qui ont, non seulement, causés des pertes en vies humaines importantes, mais aussi démontré la vulnérabilité des constructions existantes. Le niveau de performance de certaines constructions au cours de ces séismes était faible, et le niveau des dommages structurels est devenu très grand.

Ce PFE est consacré à l'étude parasismique d'un bâtiment de grande hauteur à usage d'habitation et commerciale .il comporte un sous-sol à usage dépôt, suivi par un réez de chaussée à usage commercial, les niveaux supérieurs étant destinés à des logements.

Dans le présent travail on va faire une étude génie civil complète de conception et de vérification d'un bâtiment (RDC+11+1SS) implanté à la ville de « Blida » région correspondant à la zone (III), zone forte sismicité selon le dernier Règlements Parasismiques Algériens RPA 99 versions 2003.

Notre travail se subdivisera en six chapitres :

- **Le chapitre I** constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan , en élévation et des caractéristiques des matériaux utilisés.
- **Dans le deuxième chapitre** nous procéderont au pré dimensionnement des éléments des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment ainsi qu'à l'établissement des descentes de charges.
- **Dans le troisième chapitre** nous procéderont au dimensionnement et le ferrailage des différents des éléments non structuraux (Acrotère, Planchers, Porte-à-faux).

Le quatrième chapitre portera sue l'étude sismique du bâtiment, la détermination des actions sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure. l'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABSv9.7.0, en renforçant l'ossature par des voiles, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des déplacements.

- **Le cinquième chapitre** 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 (ETABSv9.7.0), puis nous achèverons cette partie du dit ferraillage.
- **Le sixième chapitre** comprend le calcul et le dimensionnement de l'infrastructure ainsi que la détermination du type de fondation.
- Enfin dans le septième chapitre nous aborderons une étude statique non linéaire (Push Over).

Chapitre I

Présentation du projet et
caractéristiques des
matériaux

I.1 Introduction :

Ce travail porte sur l'étude d'un bâtiment (RDC+11+1SS) à usage d'habitation avec le réez de chaussée à usage commercial. L'ouvrage sera implanté à la ville de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone III) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 v 2003).

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 modifiée en 99 et CBA93.
- RPA99 version 2003.

I.2 Présentation du bâtiment :

L'ouvrage à étudier est représenté par un bâtiment à usage commercial et d'habitation, composé d'un niveau sous-sol, d'un réez de chaussée (locaux commerciaux) et de 11 niveaux à usage d'habitation. Le bâtiment se compose de:

- Un sous-sol à usage dépôt
- Un rez de chaussée à usage commercial
- Des étages à usage d'habitation (du 1^{er} au 11^{eme})
- Une terrasse inaccessible

I.2.1 Implantation de l'ouvrage :

L'implantation de cet ouvrage se fera en Algie dans la wilaya de Blida.

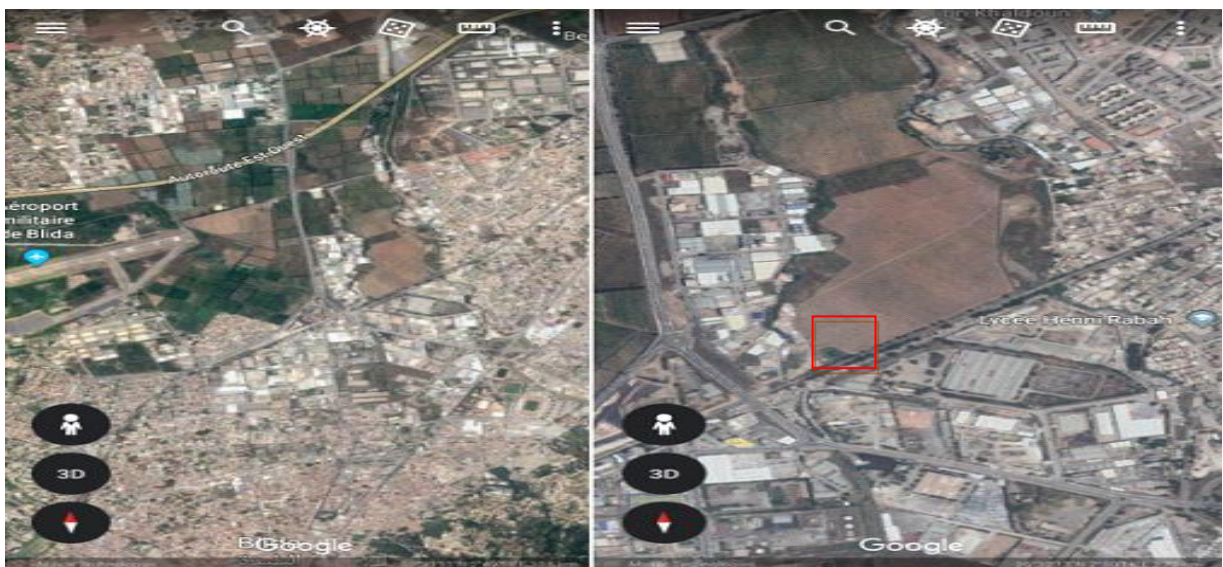


Figure I-1 : plan de situation et plan de masse

I.2.2 Caractéristiques géométriques :

a. Dimensions en élévation :

En élévation le bâtiment a une hauteur totale de 40.60 m avec une hauteur d'étage de 3,06 m et un sous-sol de 3.88m (Figure I-2).

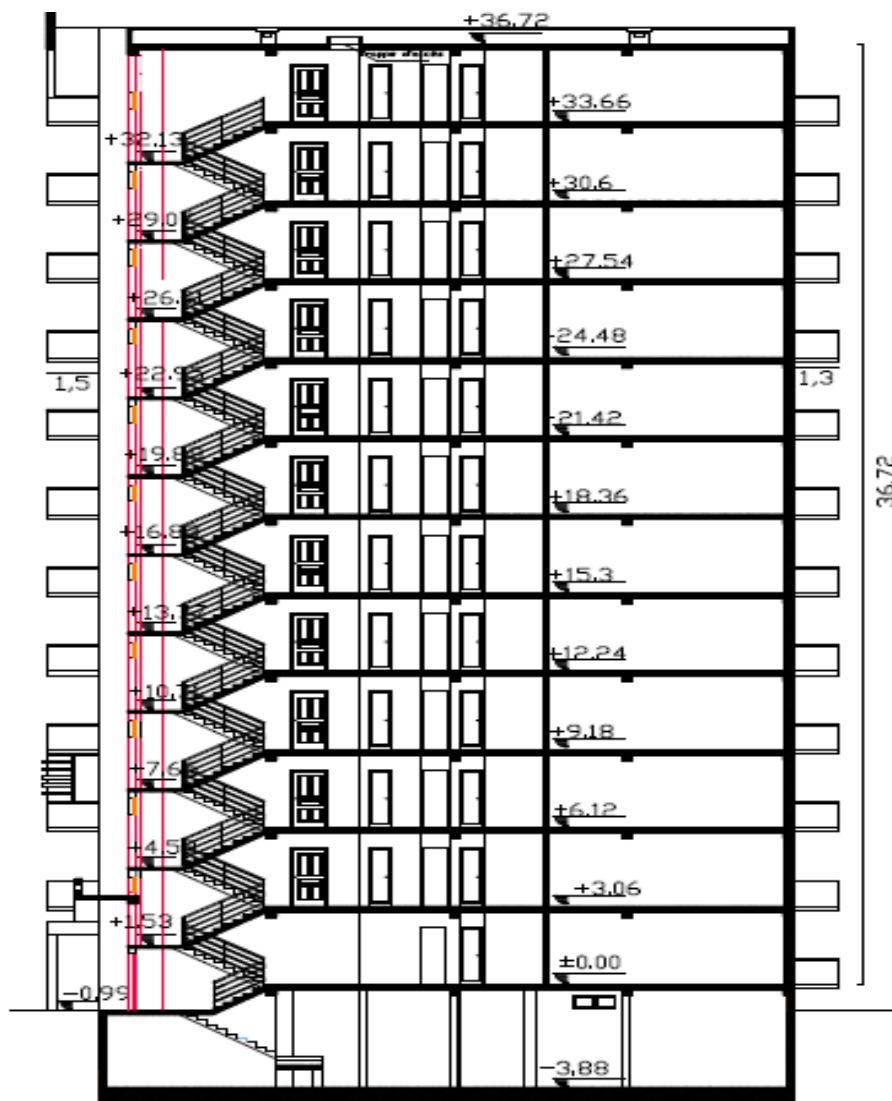


Figure I-2 : Dimensions en élévation

b. Dimensions en plan :

Le bâtiment a une forme rectangulaire (Figure I.3) avec :

- Largeur totale en plan17.75 m
- Longueur total en plan26.1m

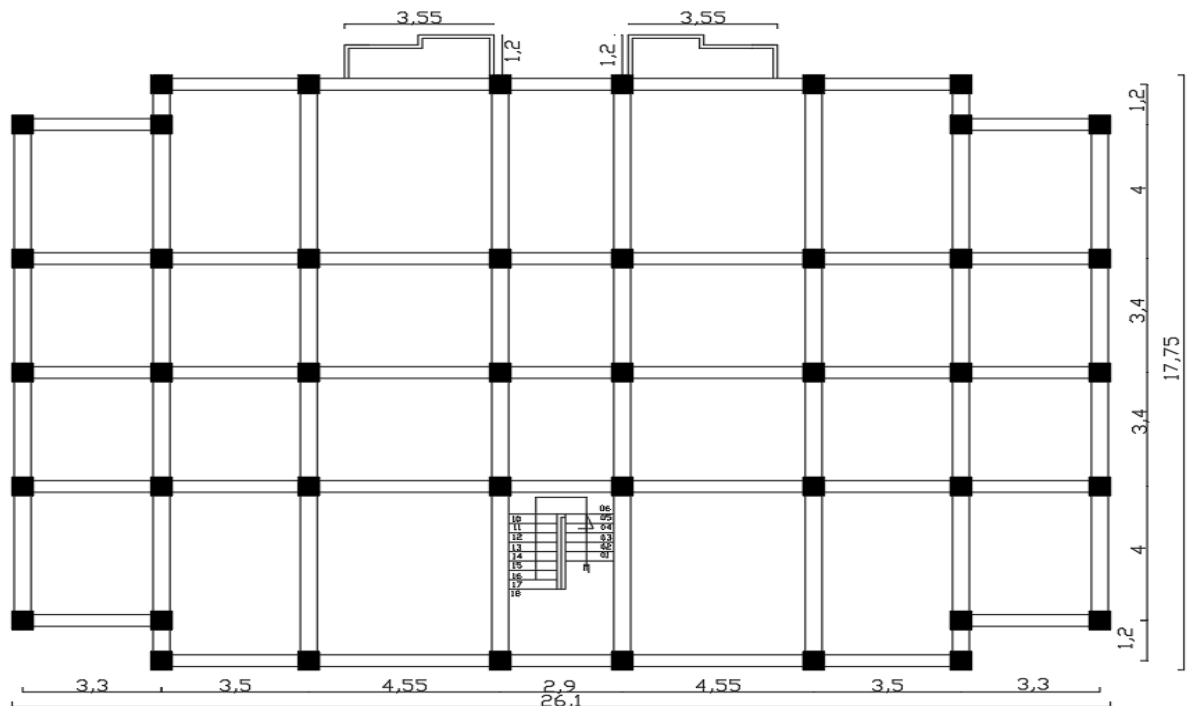


Figure I-3 : Dimensions en plan RDC

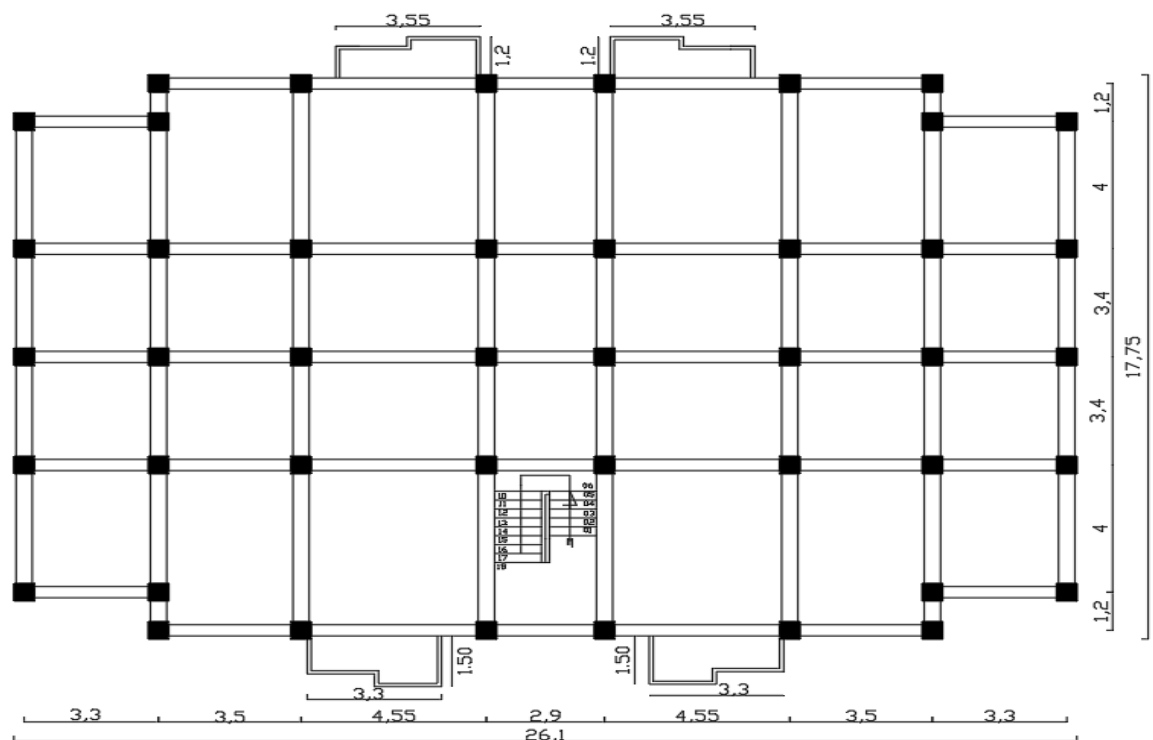


Figure I-4 : Dimensions en plan étage courant

I.2.3 Système structural :

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 en béton armé (portique-voile).

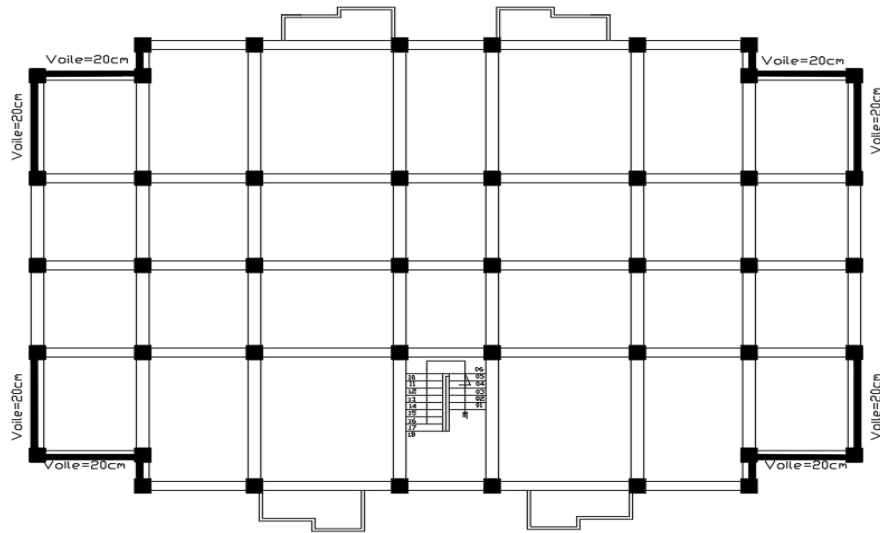


Figure I.5 : Dispositions des voiles

I. 2.4 Classification du bâtiment selon l'RPA 99 version 2003:

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le (groupe d'usage 2), car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

Selon les conditions de RPA 2003 on doit faire une vérification de régularité en plan et en élévation[1] :

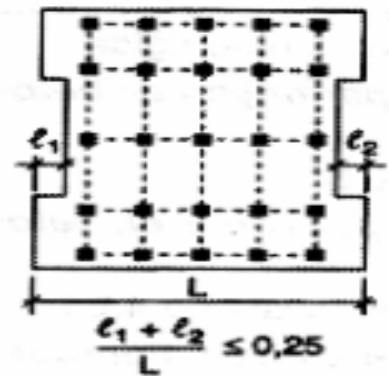
a. Régularité en plan

❖ Condition 1 : $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$

- $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{26.1}{17.75} = 1.47 \leq 4$ CV

❖ Condition 2 : $\frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0.25$

- $\frac{(1.2 + 1.2) \times 2}{17.75} = 0.27 \geq 0.25$ CNV



$$\bullet \frac{(3.3+3.3) \times 2}{26.1} = 0.50 \geq 0.25$$

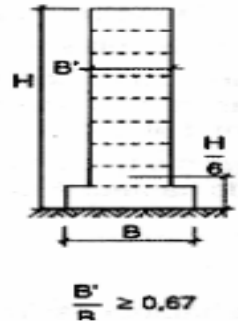
CNV

Donc la structure irrégulière en plan

b. Régularité en élévation:

$$\diamond \text{ Condition 1 : } \frac{B'}{B} \geq 0.67$$

$$\bullet \frac{26.1}{26.1} = 1 > 0.67 \quad \text{CV}$$



La construction est considéré **régulière en élévation**.

Donc selon les conditions de RPA99/version 2003 notre structure est considérée irrégulière, donc la méthode statique équivalent non applicable.

I. 3 Caractéristique du site d'assise :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par RPA99/version 2003 comme zone de sismicité élevée (zone III)

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2

D'après le rapport géotechnique du laboratoire mécanique de sol [2], le sol d'assise est une argile graveleuse qui présente les caractéristiques mécaniques suivantes :

- La Cohésion $C = 31 \text{ Kpa}$.
- L'angle de frottement $\varphi = 43.94^\circ$
- La contrainte admissible du sol $\sigma = 2 \text{ bars}$.

Le site est considéré comme sol meuble (S3).

I.4 Les éléments de l'ouvrage :

I.4.1 Plancher :

Les plancher sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

- Plancher dalle pleine (de niveau sous-sol)
- Les plancher des étages courants sont en corps creux (hourdis + table de compression reposant sur des poutrelles)

- Le plancher terrasse inaccessible en corps creux, plus une isolation thermique (multicouche), il aura en plus une chape qui fait une pente moyenne

I.4.2 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse :

- Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en brique creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm
- Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.3 Terrasse :

La terrasse est inaccessible sauf pour entretien avec un acrotère périphérique en béton armé de 60 cm de hauteur.

I.4.4 Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4.5 Escalier :

Les escaliers sont constitués de volées classique en béton armé reposant sur des palies coulés sur place.

I.4.6 Ossature contreventée :

Le bâtiment est constitué par des portiques et des voiles de contreventement en béton armé suivant les deux sens ; donc d'après l'RPA 99 version 2003, le système de contreventement du bâtiment est un système de (contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques) tel que: Les voiles de contreventement doivent reprendre au 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 20% de l'effort tranchant d'étage d'après RPA 99 version 2003[1].

I.5 Caractéristique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 91 modifié 99)[3]et à toute réglementation en vigueur en Algérie (RPA 99 version 2003) [1]et (CBA93)[4]

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.5.1 Introduction :

Le matériau béton armé est un matériau composite, constitue de deux composants essentiels : le béton et l'acier.

La qualité structurale du béton arme est impérativement liée à la qualité de ses constituants. Dans ce qui suit nous allons étudier les principales propriétés du béton et de l'acier.

Dans notre étude nous avons utilisé le règlement du béton aux états limite à savoir le BAEL91,CBA 93 ainsi que le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003.Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites définies ci-dessous.

I.5.2 Définition :

Un état limite est celui pour lequel qu'une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaire et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).on distingue deux états limites :

❖ Etats limite ultimes : (ELU)

Correspondent à la limite :

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas renversement).
- soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- soit de la stabilité de forme.

❖ Etats limite service : (ELS)

Qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de déformation.

I.5.3 Le béton :

I.5.3.1 Définition :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, graviers...), l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utile dans la structure de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé.

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une ouvrabilité d'utilisation.
- Une bonne résistance aux feux.
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

I.5.3.2 Dosage du béton :

Le Choix des proportions de chacun des constituants du béton afin d'obtenir les propriétés mécaniques et de mise en œuvre souhaitées s'appelle la formulation. C'est une Opération très importante.

Les constituants par 1m^3 de béton sont les suivants :

- Ciment (CPA) : Dosé à 350 Kg /m^3 .
- sable grossier : $D_g \leq 5\text{ mm}$, 400L.
- Gravillons : $5\text{ mm} \leq D_g \leq 15\text{ mm}$, 800L.
- Gravier : $15\text{ mm} \leq D_g \leq 25\text{ mm}$.
- L'eau de gâchage : 175 L .

Le béton obtenu sera une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 cette formulation conduit à un béton armé de densité à ($\rho = 25\text{ KN/m}^3$)

I.5.3.3 Caractéristique physique et mécanique du béton

I.5.3.3 .A Caractéristique physique :

1. Masse volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre (2200 et 2500) Kg/ m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

2. Retrait :

C'est la diminution de longueur d'un élément de bétons, on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température qui entraîne un raccourcissement.

3. Dilatation (CBA.Art A.3.1.3.3):

Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de ± 20 on obtient : $\Delta l = \pm (2/1000) \times \text{longueurs}$.

4. Fluage :

C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

I.5.3.3 .B Caractéristique mécanique :

a. Résistance à la compression (BAEL 91 Art A.2.1.11) [3]:

Dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression d'une durée de 28 jours, qui est dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci notée « f_{c28} » est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double à son diamètre.

La résistance à la compression est donnée (à j jours) par :

- Pour des résistances $F_{c28} \leq 40$ MPa
 - o $F_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} \times F_{c28}$ Si $j \leq 28j$
 - o $F_{cj} = F_{c28}$ Si $j > 28j$
- Pour des résistances $F_{c28} > 40$ MPa
 - o $F_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times F_{c28}$ Si $j \leq 28j$
 - o $F_{cj} = F_{c28}$ Si $j > 28j$

Dans notre projet on prend : $F_{c28} = 25$ MPA.

b. Résistance à la traction (CBA.93 Art A. 2.1.1.2)[4]:

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jour, notée F_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06 F_{cj} \quad (F_{tj} \text{ et } F_{cj} \text{ en MPA})$$

$F_{c28} = 25 \text{ MPA}$, on trouve alors $F_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$.

3. Module de déformation longitudinale :**a. Module de déformation longitudinale instantané :(BAEL91.Art A.2.1. 21)[3].**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton de j jours est égal :

$$E_{ij} = 11000 (F_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad \text{i : instantané ; j : jour}$$

Pour notre cas : $F_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $E_{i28} = 32164.19 \text{ MPA}$.

b. Module de déformation longitudinale différé :(BAEL91Art A-2.1. 21)[3]

Le module de déformation longitudinal différée du béton « E_{vj} » à «j» jours du au fluage et le retrait est donnée par la formule:

$$E_{vj} = 3700 (F_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour notre cas : $F_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPA}$.

c. Coefficient de poisson :(Art A-2.1.3 BAEL91)[3]

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta D}{D}} \begin{cases} \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement relative de la section transversale} \\ \frac{\Delta D}{D} : \text{Allongement relative de la section longitudinale} \end{cases}$$

Dans le calcul, le coefficient de poisson est pris égal à :

- $\nu = 0$ à l'ELU(béton fissuré)
- $\nu = 0.2$ à l'ELS(béton non fissuré)

d. Poids volumique

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

e. **Contraint limites de calcul :**❖ **Contraint limites à l'état limite ultime (ELU):(Art A-4. 3.4 BAEL91)[3]**

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

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1.15$ Combinaisons accidentelles
- $\gamma_b = 1.5$ Combinaisons courantes.

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$ si la durée d'application des charges est supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ si la durée d'application des charges est comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ si la durée d'application des charges est inférieure à 1h.

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura : $f_{bu} = 14.2$ MPA

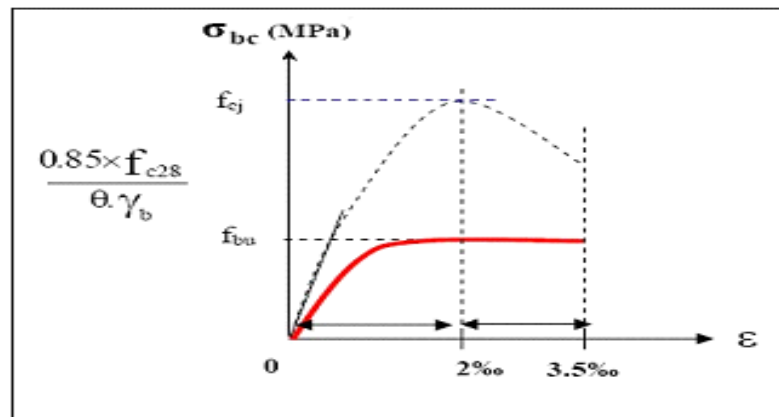


Figure I.6 : Diagramme contraintes déformation du béton

❖ **Contraint limites à l'état limite service (ELS):(BAEL91.Art A-4.5.2)[3]**

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

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

- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6F_{c28} = 15 \text{ MPA}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$

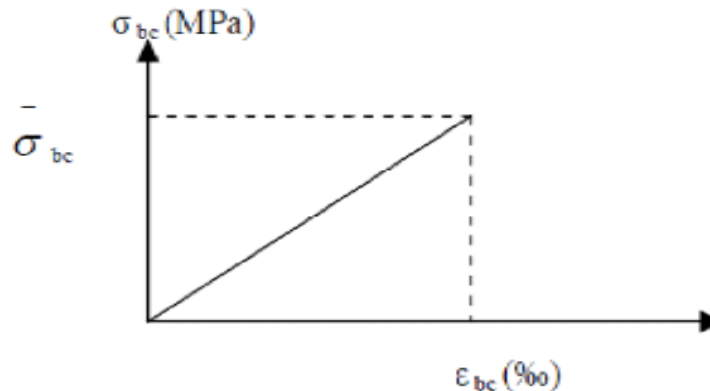


Figure I.7: Diagramme contraintes déformation à l'ELS

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

La contrainte de cisaillement ultime pour les armatures droites ($\alpha=90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

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

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

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

I.5.4 L'acier :

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Donc la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction .Les aciers utilisés pour constituer les Pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) :FeE 400
- Treillis soudés (TS) : FeE 520

a. Les limites élastiques

- Ronds lisses (R.L) : $f_e = 235 \text{ MPA}$

- Barres à haute adhérences (HA) : $f_e = 400$ MPa
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 520$ MPa

b. Module d'élasticité des aciers longitudinale : (Art A-2.2.1 BAEL91) [3]

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

c. Les contraintes limites de calcul

❖ **Les contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)**

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

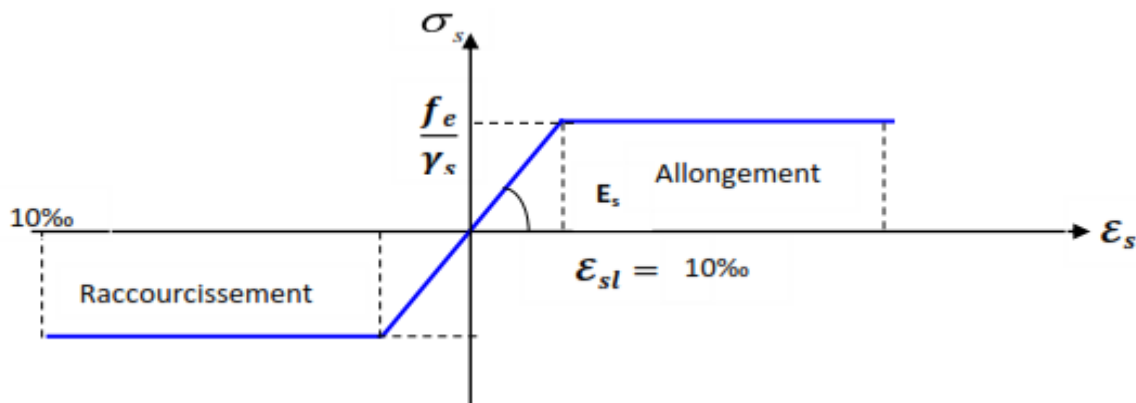


Figure I-8: Diagramme contraintes déformation de l'acier

❖ **Les contraintes limites à l'état limite service (ELS) :**

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

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

L'élément situé dans un endroit clos et couvert donc pas de limitation de la contrainte « σ_s »

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

Si l'élément exposé aux intempéries, la contrainte est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

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

Si l'élément exposé à un milieu agressif, la contrainte est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier

- $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.
- $\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

d. Coefficient de scellement Ψ : (BAEL91.Art A-6.1.21)[3]

$\Psi_s = 1$; Pour les ronds lisses.

$\Psi_s = 1.5$; Pour les hautes adhérences.

e. Le coefficient d'équivalence (C.B.A.93.art.A.4.5.1)[4].

Le coefficient d'équivalence noté " n " avec

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \begin{cases} n: \text{Coefficient d'équivalence} \\ E_s: \text{Module de déformation de l'acier} \\ E_b: \text{Module de déformation du béton} \end{cases}$$

I.6 Actions et sollicitations :

I.6.1 Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couple,...) appliquée à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statique ou d'état (retrait, variation de température, tassement des appuis) qui entraînent des déformations de la structure. On distingue trois catégories d'actions :

a. Action permanents (G) :

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Les efforts dus à des terres ou à des liquides dont les niveaux varient peu.
- Les charges des équipements fixes.
- L'effort dus aux déformations permanentes imposées à la structure (retrait, fluage,...).

b. Actions variables (Q) :

Leur intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. On distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions climatiques (définies par les règles Neige et Vent).

- Les actions dues à la température.

c. Actions accidentelles (Fa) :

Ce sont des actions provenant de phénomènes se produisant et avec une faible durée d'application comme les séismes, les chocs, les explosions....

I.6.2 Sollicitations :

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

❖ Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance et de stabilité de forme :

a. Combinaison fondamentale :(C.B.A.93.art.A.3.3.2.1)[4]

Lors de situation durable ou transitoire (par opposition aux situations dites accidentelles), il n'y a lieu de considérer la combinaison fondamentale :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

- $G_{\max}$: l'ensemble des actions permanentes défavorable.
- $G_{\min}$: l'ensemble des actions permanentes favorable.
- Q_1 : action variable dite de base.
- Q_i : autres actions dites d'accompagnement (avec $i > 1$)
- ψ_0 : coefficient de valeur de combinaison.

b. Combinaison accidentelle :(C.B.A.93.art.A.3.3.2.2)[4]

Si elle n'est pas définie par des textes spécifiques, la combinaison d'action à considérer est :

$$G_{\max} + G_{\min} + Fa + \Psi_{1i} Q_i + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

Avec :

- Fa : valeur nominale de l'action accidentelle.
- $\Psi_{1i} Q_i$: valeur fréquente d'une action variable.
- $\Psi_{2i} Q_i$: valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

c. Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites de service:(C.B.A.93.Art.A.3.3.3)[4]

Elles résultent de la combinaison d'action suivante dite combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

I.7 Hypothèses de calcul :

I.7.1 Etat limite ultime de résistance (ELU)

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les diagrammes contraintes-déformations sont devenus pour :
 - Béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres tendues ou comprimées.

I.7.2 État limite ultime de service (ELS) :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas glissement relatif entre les armatures et le béton.
- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires.

Par convention, le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et ou

coefficient d'équivalence, est égal à : $n = \frac{E_s}{E_b}$

- On suppose que la section d'acier est concentrée en son centre de gravité.

I.8 Conclusion :

Les tableaux ci-dessous récapitulatifs différentes caractéristiques du béton utilisées pour nos calcul :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques du béton.

Résistance	A la compression		25 MPa
	A la traction		2.1 MPa
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	14.2MPa
		Situation accidentelle	.18.48 MPa.
	ELS		15 MPa
Module de déformation	instantané		32164.195 MPa
	Différé		10818.87 MPa

Tableau I-2 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Contrainte admissible	ELU	Situation durable	348MPa
		Situation accidentelle	363.63 MPa
	ELS	Fissuration Peu nuisible	400 MPa
		Fissuration nuisible	201.63 MPa
		Fissuration Très nuisible	164.97 MPa

Dans ce 1^{er} chapitre, nous avons présenté préinscription du projet avec toutes ses caractéristique, nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisées ainsi que les codes et règlement en vigueur. Le Chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments structurel et non structurel de notre ouvrage.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction :

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : Les éléments structuraux et non-structuraux.

L'objectif du pré-dimensionnement ' le pré calcul' est de déterminer les sections des différents éléments de la structure pour but de déterminer l'ordre de grandeur de point de vue coffrage des différents éléments résistants aux différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis .Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par : RPA 99/Version 2003 ; BAEL 91 modifie 99 ; CBA 93 ; D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans La phase de dimensionnement.

II.2 Pré dimensionnement du Plancher :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments Porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour notre bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

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

II.2.1 Planchers à corps creux :

Les planchers en corps creux sont composés de :

- Corps creux (hourdis) : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit.

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 :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{395}{22.5} = 17.55\text{ cm.} \Rightarrow \text{Plancher (16+4)}$$

Avec :

16cm : hauteur de corps creux.

4cm : hauteur de la dalle de compression.

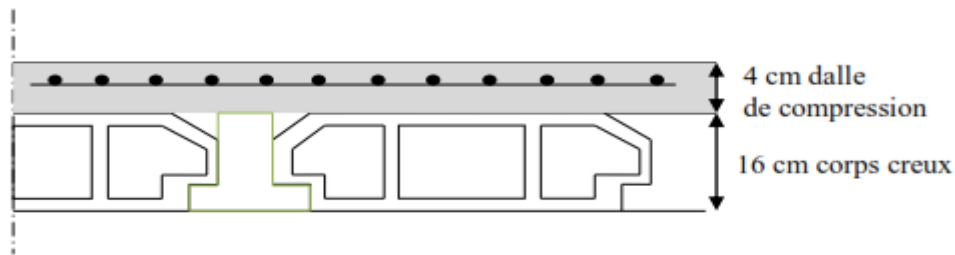


Figure II-1 : Coupe verticale d'un plancher à corps creux.

❖ dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles seront disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche. La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en (T) ayant les dimensions suivantes :

1. Calcul de la largeur de la nervure :

$$0.4h \leq b_0 \leq 0.8h \text{ Avec } h = 20\text{cm}$$

$$8\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm}$$

Pour des raisons de construction, on prend $b_0 = 10\text{cm}$.

2. Calcul de la largeur d'une aile de la section en T :

$$(b - b_0) \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

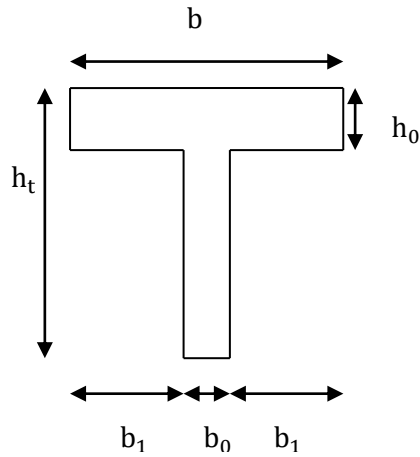


Figure II-2 : schéma d'une section en

b : Largeur efficace.

b_0 : largeur de la poutrelle ($b_0 = 10\text{cm}$).

l_x : La distance entre les faces voisines de deux nervures consécutives.

l_y : Longueur entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles.

$$L_x = 65 - b_0 = 55 \text{ cm.}$$

$$L_y = 425 \text{ cm}$$

$$\text{Avec: } b_1 = \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b_1 = \min(27.5, 42.5) \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

On adoptera donc un plancher de $(16 + 4) \text{ cm}$ avec les dimensions suivantes :

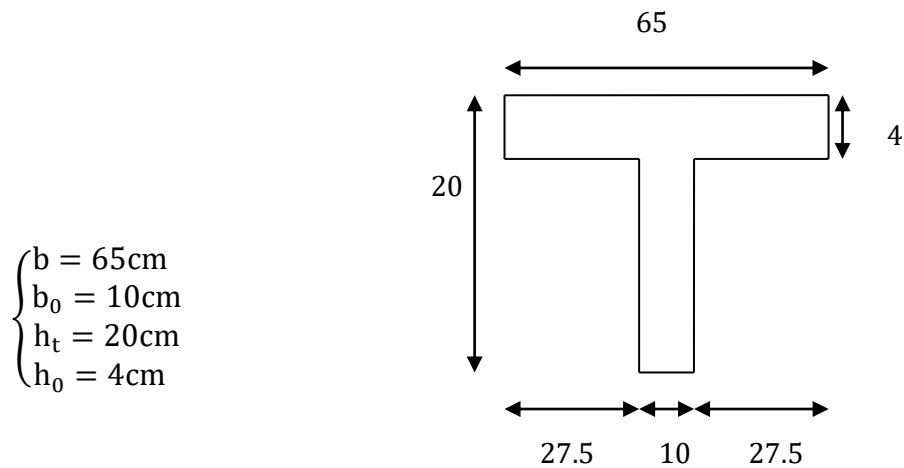


Figure II-3 :Dimensions de la section en T

II.2.2 Dalle pleine :

II.2.2.1 Plancher à dalle pleine :

1. Condition de sécurité :

Selon le R.P.A.99 version 2003[1] : $h_0 \geq h_{\min} = 5 \text{ cm.}$

2. Condition de résistance au feu :

$h_0 = 7\text{cm}$: Pour une heure de coup de feu.

$h_0 = 11\text{cm}$: Pour deux heures de coup de feu.

3. Condition de l'isolation phonique :

Selon les règles C.B.A.93 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

4. Condition de résistance (Husson,2002) [5]:

. Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul sera comme 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 ($\frac{l_x}{l_y} > 0.4$):

Travée isostatique : $\frac{l_x}{40} \leq h_0 \leq \frac{l_x}{25}$

Travée hyperstatiques : $\frac{l_x}{50} \leq h_0 \leq \frac{l_x}{35}$

- Dalle pleine portant dans une direction ($L_x/L_y < 0.4$) :

Travée isostatique : $\frac{l_x}{30} \leq h_0 \leq \frac{l_x}{20}$

Travée hyperstatiques : $\frac{l_x}{35} \leq h_0 \leq \frac{l_x}{25}$

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 : $\begin{cases} l_x = 4.55 \text{ cm} \\ l_y = 5.2 \text{ cm} \end{cases}$

Donc $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.87 > 0.4 \Rightarrow$ Le panneau isostatique porte dans les deux directions.

Alors la dalle est reposée sur quatre appuis :

$$\frac{l_x}{40} \leq h_0 \leq \frac{l_x}{25} = \frac{455}{40} \leq h_0 \leq \frac{455}{25} = 11.37 \leq h_0 \leq 18.2$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : $h_0 = 18 \text{ cm}$.

II.2.2.2 Pré dimensionnement des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans une extrémité et libre dans l'autre.

- **Calcul de l'épaisseur e:**

L'épaisseur est conditionné par:

$$e > \frac{l}{20}$$

Avec :

l: Largeur de balcon.

On prend la valeur défavorable de " l".

Donc :

$$e > \frac{l}{20} = \frac{150}{20} = 7.5 \text{ cm.}$$

On prendra $e = 18 \text{ cm}$.

II.3 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles servent d'une part à contreventé le bâtiment en reprenant les charges horizontales (séisme ; vents... etc.) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles

D'après le RPA99/V2003 (article 7.7.1)[1]. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

$$e \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20} \right\}$$

$$e \geq 15 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots (2).$$

$$L > 4 e \dots \dots \dots (3).$$

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h: Hauteur libre d'étage.

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

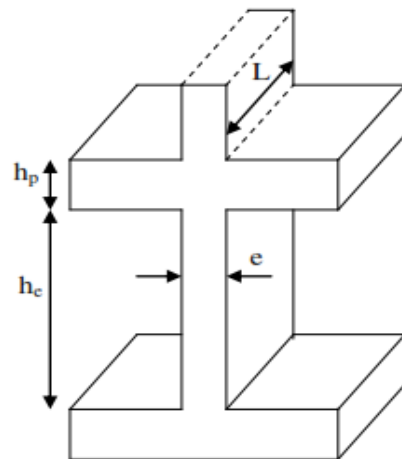


Figure II-4 : coupe de voile en élévation

$$e \geq \max \left(\frac{2.66}{20}, 15 \right) \geq 15 \text{ cm pour le RDC et les étages courants}$$

$$e \geq \max \left(\frac{3.48}{20}, 15 \right) \geq 17.4 \text{ cm pour sous-sol}$$

Donc : $e = 20 \text{ cm}$.

II.4 Pré dimensionnement des 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 suivant :

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

Les exigences de RPA en zone III[1]

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

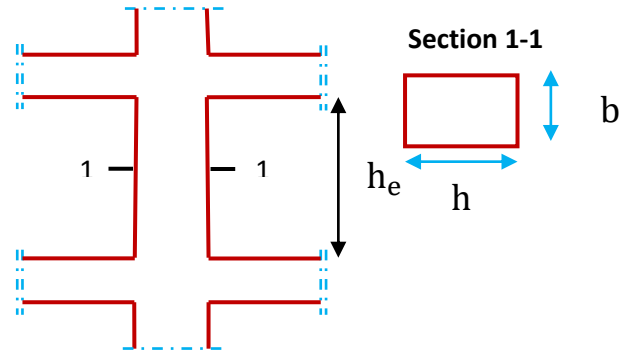


Figure II-5 :Hauteur libre de poteaux d'étage.

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-1: section des poteaux préalable

Etages	Sous- sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{me} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme} et 8 ^{eme}	9 ^{eme} et10 ^{eme} et11 ^{eme}
Section (b × h) cm ²	50×55	45×50	40×45	35×40	35×35	30×35

II.5 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section (b×h) qui assurant la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99et les vérifications selon le RPA99/V2003.

II.5.1 Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

$L_{\max}$: Est la longueur maximale entre les nus(BAELB.6.1.1)[3].

h = hauteur de la poutre

b = largeur de la poutre

Dans notre cas la poutre la plus sollicitée est de longueur : $L_{\max} = 520\text{cm}$.

$$\text{Donc } \frac{465}{15} \leq h \leq \frac{465}{10} \Rightarrow 31 \leq h \leq 46.5 \Rightarrow h = 40\text{cm}.$$

$$\text{Donc : } 12 \leq b \leq 28 \Rightarrow \text{on prend : } b=30\text{cm}.$$

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1)[1] est effectué par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

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

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales une section de :

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

II.5.2 Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Dans notre cas la poutre secondaire la plus sollicitée est de longueur : $L_{\max} = 455\text{cm}$.

$$\begin{cases} \frac{l_{x\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{x\max}}{10} \Rightarrow \frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 27 \leq h \leq 40.5 \Rightarrow h = 35\text{cm} \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \end{cases}$$

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1)[1] est effectué par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = (30 \text{ cm} \times 35\text{cm})$$

II.6 Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers servent à relier les différents niveaux d'un bâtiment, il se compose de différents éléments (volées ; palier ; paillasse)

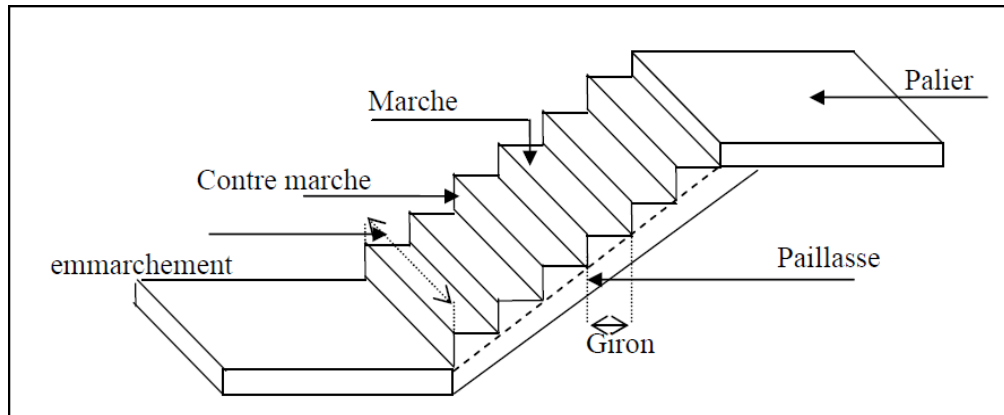


Figure II-6 : représente le schéma d'un escalier.

Le choix des dimensions dépend des conditions d'utilisation et de la destination prévue pour l'escalier :

Pour assurer un escalier agréable ou à accessibilité maximum pour le public, le module est ajustée en fonction du reculement disponible et peut être comprise entre 59 et 66 cm.

La relation entre g et h est donnée par la relation de Blondel :

$$\text{On a : } 59 < 2h + g < 66$$

h: Hauteur de la marche.

g: Giron (largeur de la marche, sauf pour les marches triangulaires).

Pour les bâtiments d'habitation, la hauteur idéale serait de 17 cm pour un giron entre 28 et 30 cm. On fixe la hauteur de la marche h à 17 cm et le giron g = 30cm.

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \Rightarrow 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Pour le dimensionnement d'un escalier :

- On calcule la hauteur de la volée H par la formule suivante :

Le nombre de marches n égale à :

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$$

Avec :

h_e = la hauteur de chaque niveau ($H = 3.06 \text{ m}$).

- On choisit une hauteur de contre marche h, en suite on calcule le nombre de contremarches n Par la relation suivante :

$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ On aura 18 Contre marches entre chaque deux étage.

c) en déduire le nombre de marches m : $m = \frac{n}{2} - 1$

$\Rightarrow m = 9 - 1 = 8 \Rightarrow 8$ marches par chaque volée.

Volée : Elle comprend 8 marches

Inclinaison : $\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$

Longueur de paillasse : $l = \frac{2.4}{\cos \alpha} = 2.75 \text{ m}$

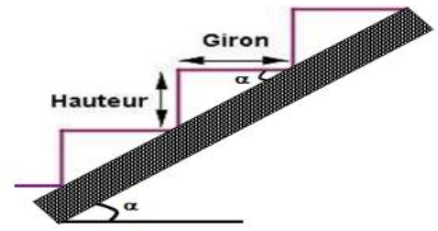


Figure II-7 : Coupe escalier.

a. Évaluation de l'épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de paillasse et le palier est déterminée comme suite : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

$L = 2.75 \text{ m} \Rightarrow 9.16 \text{ cm} \leq e \leq 13.75 \text{ cm}$; On prend $e = 13 \text{ cm}$

b. Épaisseur de palier :

Pour le palier, on adopte une épaisseur de 15cm.

• Condition de dégagement rapide des escaliers :

$1.2 \text{ m} \leq \text{l'emmarchement} \leq 1.5 \text{ m}$ Pour un bâtiment collectif

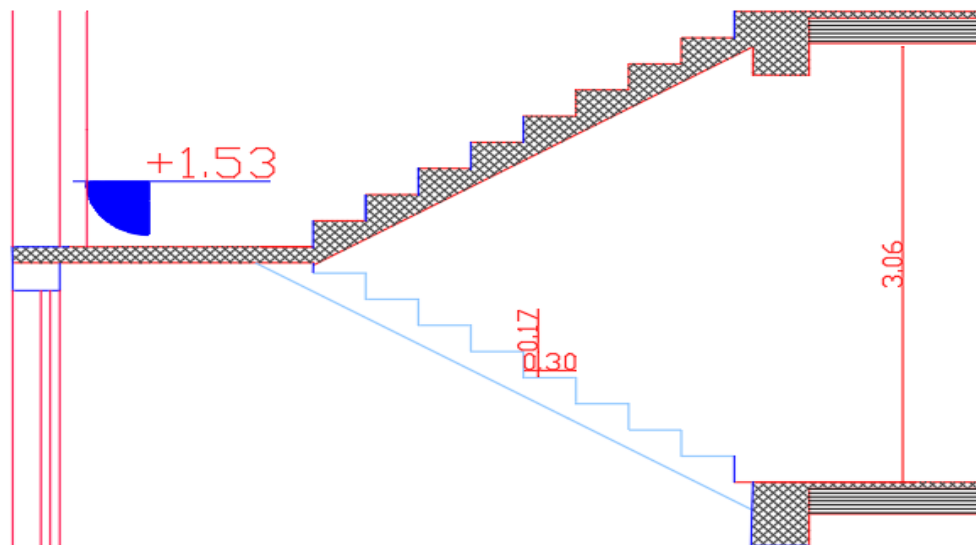


Figure II-8 : Coupe en élévation d'escalier

II.7 Évaluation des charges et surcharges :

Évaluation des charges et surcharges est pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.7.1 Les planchers :

a. Planchers en corps creux étage terrasse :

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

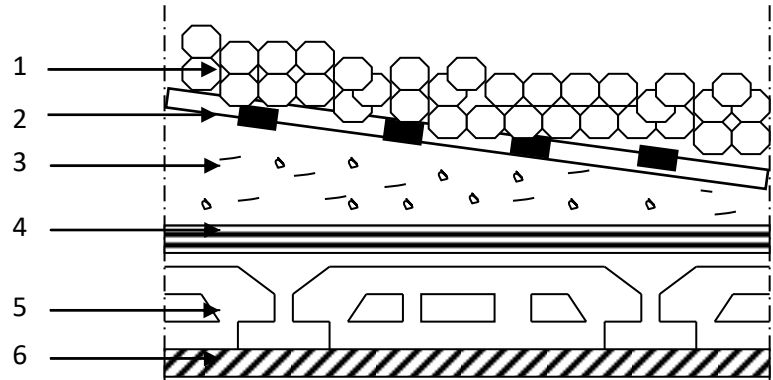


Figure II-9 : Plancher à corps creux de terrasse.

• Charge permanente et d'exploitation (DTRB.C 2.2)[6] :

Tableaux II-2 : charges permanentes d'un plancher étage terrasse en corps creux.

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	17000	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				$Q_T = 1000$

b. Planchers étage courants :

- 1) Carrelage
- 2) Mortier de pose
- 3) Lit de sable
- 4) Plancher à corps creux.
- 5) Enduit en plâtre.

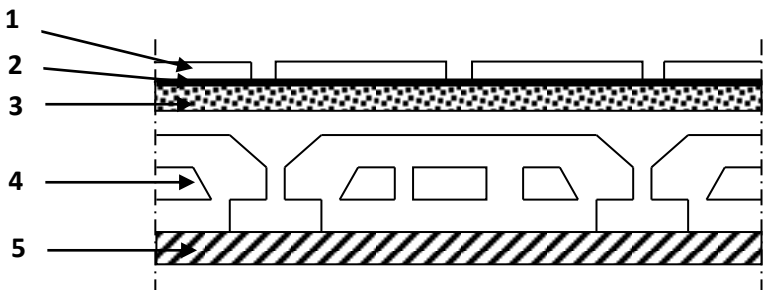


Figure II-10 : Plancher à corps creux de terrasse.

- **Charge permanente et d'exploitation (DTRB.C 2.2)[6] :**

Tableaux II.3 : charges permanentes 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	900
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. Planchers dalle pleine RDC (à usage commercial) :

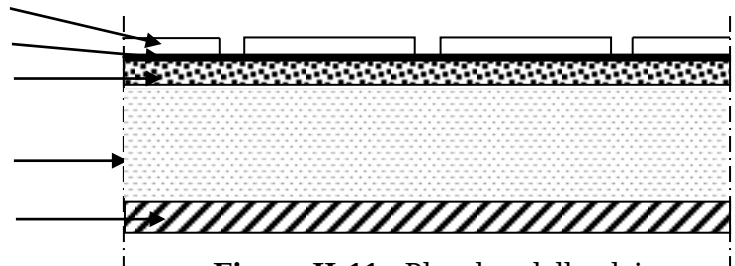
1) Carrelage

2) Mortier de pose

3) Lit de sable

4) Dalle pleine.

5) Enduit en plâtre.

**Figure II-11 :** Plancher dalle pleine.**Tableaux II.4 :** charges permanentes et d'exploitations d'une dalle pleine en RDC.

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	0.18	25000	4500
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
6	Cloisons intérieures	0.1	10000	1000
Charge permanente totale				$G_E = 7080$
Surcharge d'exploitation				$Q_E = 5000$

c. Planchers dalle pleine Sous-sol (Zones de dépôt) :

Tableaux II-5 : charges permanentes et d'exploitations d'une dalle pleine en sous-sol

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	0.18	25000	4500
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
6	Cloisons intérieures	0.1	10000	1000
Charge permanente totale				$G_E = 7080$
Surcharge d'exploitation				$Q_E = 3500$

d. Balcon :

- 1) Carrelage
- 2) Mortier de pose
- 3) Lit de sable
- 4) Dalle pleine.
- 5) Enduit en plâtre

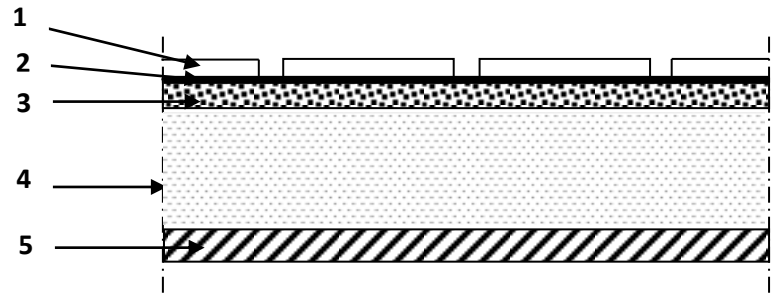


Figure II-12:schéma d'un balcon.

Tableaux II-6 : les charges permanentes et d'exploitations d'un 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	0.18	25000	4500
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_b = 6080$
Surcharge d'exploitation				$Q_b = 3500$

II.7.2 Cloison extérieures :

Tableaux II-7 : charges permanentes des 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.7.3 Escalier :

1. le paillasse

Tableaux II-8 : charges permanentes d'un escalier.

N°	Désignations		e (m)	γ (N/m ³)	Charges
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		0,13/cos α	25000	3735.21
5	Enduit en plâtre		0,02/cos α	10000	200
6	Gardes corps		-	-	600
Charge permanente totale					G _p =7956.21
Charge d'exploitation totale					Q _p = 2500

2. Palier de repos :

Tableaux II-9 :charges permanentes et d'exploitation d'un palier.

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/
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				$G_{pr} = 6400$
Surcharge d'exploitation				$G_{pr} = 2500$

II.7.4 Acrotère

• Charge permanente :

L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre :

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.10 \times 0.05) + \left(\frac{0.05 \times 0.10}{2} \right)$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0.0675 = 1.687 \text{ KN/ml}$$

Avec:

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.
- ρ : Poids volumique du béton : 25 KN/m³

Tableaux II-10 :charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère.

désignation	h (m)	Surface (m)	Poids propre Totale G (KN/ml)	Surcharge d'exploitation Q(KN /ml)
Acrotère	0.6	0.068	1.70	1

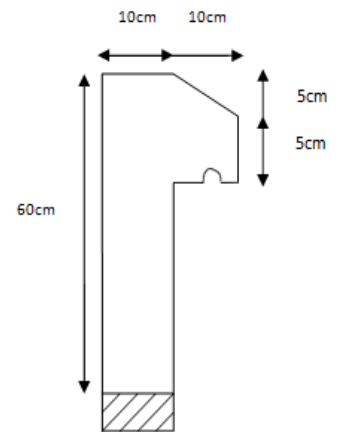


Figure II-13 : Schéma de l'acrotère

II.8 Descente de charges :

L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations. Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage 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.8.1 Loi de dégression (DTRB.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'exploitations 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'exploitations 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

$$\Sigma Q = Q_0 = 1000 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + Q_1 = 2500 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 3850 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5050 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6100 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 7000 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6) = 7750 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7) = 8455 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.68 (Q_1 + \dots + Q_8) = 9160 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.66 (Q_1 + \dots + Q_9) = 9910 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.65 (Q_1 + \dots + Q_{10}) = 10750 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.63 (Q_1 + \dots + Q_{11}) = 13600 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.62 (Q_1 + \dots + Q_{12}) = 15570 \text{ N}$$

Pour la vérification de leur section dans ce cas On prend un type de poteau suivant :

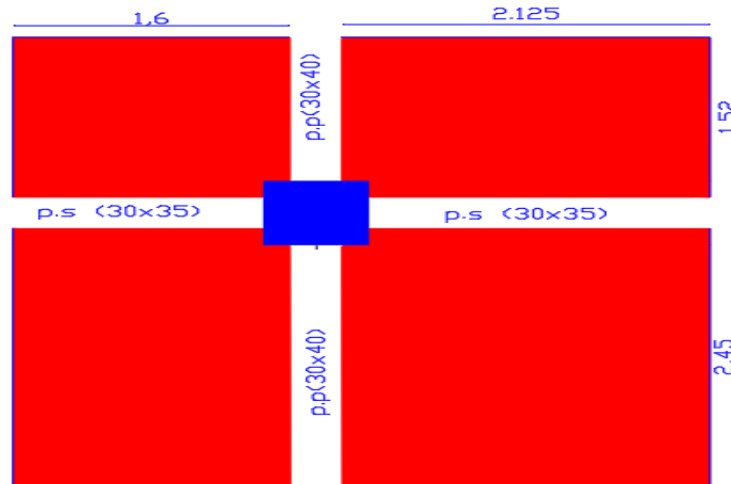


Figure II-14 : Schéma de poteau la plus sollicité.

- **Poteau intermédiaires : (La surface afférente)**

$$S_1 = 2.125 \times 2.45 = 5.21 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 1.6 \times 2.45 = 3.92 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 2.125 \times 1.525 = 3.24 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 1.6 \times 1.525 = 2.44 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc: } S_t = 14.81 \text{ m}^2$$

- **Poutre :**

$$G_{pp1} = 2500 \times 1.525 \times 0.35 \times 0.40 = 5.300 \text{ KN}$$

$$G_{pp2} = 2500 \times 2.45 \times 0.35 \times 0.40 = 8.600 \text{ KN.}$$

$$G_{ps1} = 2500 \times 1.6 \times 0.30 \times 0.35 = 4.200 \text{ KN.}$$

$$G_{ps2} = 2500 \times 1.125 \times 0.30 \times 0.35 = 5.600 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } G_{p.tot} = 23.700 \text{ KN}$$

Tableaux II-11 :Les différentes sections de poteau

Les niveaux	Section du Poteau	La surface du poteau (S) m ²	La surface afférente (S) m ²
S-SOL-RDC	50 × 55	0.28	14.81
1 ^{ème} -2 ^{ème}	45 × 50	0.23	14.81
3 ^{ème} -4 ^{ème}	40 × 45	0.18	14.81
5 ^{ème} -6 ^{ème}	35 × 40	0.14	14.81
7 ^{ème} -8 ^{ème}	35 × 35	0.12	14.81
9 ^{ème} -10 ^{ème} -11 ^{ème}	30 × 35	0.11	14.81

Tableaux II-12 : La descente de charge de poteau

Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
N₀	Plancher terrasse	6.33×14.81=93.75	
	G _{P.TOT}	23.7	
	Total	117.45	14.81
N₀+ poteau (30x35)	Venant N ₀	117.45	
	poteau (30×35)	0.3×0.35×3.06×25=8.03	
	Total	125.48	
N₁	Venant N ₀ + poteau	125.48	
	Plancher étage	5.38×14.81=79.68	
	G _{P.TOT}	23.7	
	Total	228.86	37.03
N₁+ poteau (30x35)	Venant N ₁	228.86	
	poteau (30×35)	8.03	
	Total	236.89	
N₂	Venant N ₁ + poteau	236.89	
	Plancher étage	79.68	
	G _{P.TOT}	23.7	
	Total	340.27	57.02
N₂+ poteau (30x35)	Venant N ₂	340.27	
	poteau (30×35)	8.03	
	Total	348.3	
N₃	Venant N ₂ + poteau	348.3	

	Plancher étage	79.68	
	G _{P.TOT}	23.7	
	Total	451.68	74.79
N₃+ poteau (35x35)	Venant N ₃	451.68	
	poteau (35x35)	9.37	
	Total	461.05	
N₄	Venant N ₃ + poteau	461.05	
	Plancher étage	79.68	
	G _{P.TOT}	23.7	
	Total	564.43	90.34
N₄+ poteau (35x35)	Venant N ₄	564.43	
	poteau (35x35)	9.37	
	Total	573.8	
N₅	Venant N ₄ + poteau	573.8	
	Plancher étage	79.68	
	G _{P.TOT}	23.7	
	Total	677.18	103.67
N₅+ poteau (35x40)	Venant N ₅	677.18	
	poteau (35x40)	10.71	
	Total	687.89	
N₆	Venant N ₅ + poteau	687.89	
	Plancher étage	79.68	
	G _{P.TOT}	23.7	
	Total	791.27	114.78
N₆+ poteau (35x40)	Venant N ₆	791.27	
	poteau (35x40)	10.71	
	Total	801.98	
N₇	Venant N ₆ + poteau	801.98	
	Plancher étage	79.68	
	G _{P.TOT}	23.7	
	Total	905.36	125.29

N₇+ poteau (40x45)	Venant N ₇ poteau (40x45)	905.36 13.77	
	Total	919.13	
N₈	Venant N ₇ + poteau	919.13	
	Plancher étage	79.68	
	G _{P.TOT}	23.7	
	Total	1022.51	135.66
N₈+ poteau (40x45)	Venant N ₈ poteau (40x45)	1022.51 13.77	
	Total	1036.28	
N₉	Venant N ₈ + poteau	1036.28	
	Plancher étage	79.68	
	G _{P.TOT}	23.7	
	Total	1139.66	146.77
N₉+ poteau (45x50)	Venant N ₉ poteau (45x50)	1139.66 17.21	
	Total	1156.87	
N₁₀	Venant N ₉ + poteau	1156.87	
	Plancher étage	79.68	
	G _{P.TOT}	23.7	
	Total	1260.25	159.21
N₁₀+ poteau (45x50)	Venant N ₁₀ poteau (45x50)	1260.25 17.21	
	Total	1277.37	
N₁₁	Venant N ₁₀ + poteau	1277.37 14.81×7.08=104.85	
	Plancher étage	23.7	
	G _{P.TOT}		
	Total	1405.92	201.42
N₁₁+ poteau (50x55)	Venant N ₁₁ poteau (50x55)	1405.92 21.04	
	Total	1426.96	

N₁₂	Venant N ₁₁ +	1426.96	
	poteau	104.85	
	Plancher étage	23.7	
	G _{P.TOT}		
	Total	1555.51	230.6
N₁₂+ poteau (50×55)	Venant N ₁₁	1555.51	
	poteau (50×55)	25.3	
	Total	1580.81	

La somme des charges permanent : $G_{TOT} = 1580.81 \text{ KN}$

La somme des charges d'exploitations : $Q_{TOT} = 230.6 \text{ KN}$

❖ Vérification :

Selon le CBA93 (article B.8.11)[4] on doit majorer pour les poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à deux travées l'effort de compression ultime N_u à 10% telle que :

$$N_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$N_u^* = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$$

-L'effort normal maximum: $N_u^* = 1.1 (1.35 \times 1580.81 + 1.5 \times 230.6) = 2851.99 \text{ KN}$

Donc : $N_u^* = 2851.99 \text{ KN}$ (Pour le poteau (50×55))

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

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

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

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.68 = 2.58 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.58}{0.5} = 17.87 \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{2.58}{0.55} = 16.25$$

$$\lambda = 17.87 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{17.87}{35} \right)^2} = 0.81$$

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.

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

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

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

Tableau II-13: Résultats des vérifications au flambement

Poteau	N_u (KN)	α	$A_{\min}^{BAEL}$ (mm ²)	$A_{\min}^{RPA}$ (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	$\bar{N}$ (KN)	condition
50x55	2851.99	0.81	840	247.5	840	254400	27482.08	CV
45x50	2257.75	0.81	760	202.5	760	206400	24508.17	CV
40x45	1842.83	0.80	680	162.0	680	163400	21342.47	CV
35x40	1443.06	0.79	600	126.0	600	125400	17393.84	CV
35x35	1046.66	0.79	560	110.25	560	108900	15547.14	CV
30x35	639.09	0.77	520	94.5	520	92400	15244.51	CV

II.9 Conclusion :

Pour clôturer ce chapitre relatif au pré dimensionnement des éléments, nous présentons ci-dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments composant la structure de notre bâtiment:

a. Plancher :

Plancher à corps creux 16+4 cm.

Plancher à dalle pleine de 18 cm.

b. Voile :

Un voile d'épaisseur de 20 cm.

c. Poutres :

Poutre principale : b = 30 cm ; h = 40 cm.

Poutre secondaire : b = 30 cm ; h = 35 cm.

d. Poteau :

Poteau Sous-sol et RDC : (50×55) cm.

Poteau 1^{er} et 2^{ème} étage : (45×50) cm.

Poteau 3^{ème} et 4^{ème} étage: (40×45) cm.

Poteau 5^{ème} et 6^{ème} étage: (35×40) cm.

Poteau 7^{ème} et 8^{ème} étage: (35×35) cm.

Poteau 9^{ème} et 10^{ème} et 11^{ème} étage: (30×35) cm.

e. Escalier :

e = 13 cm pour la paillasse.

e = 15 cm pour le palier de repos.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'élément :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers.
- Les planchers.
- Porte-à-faux.

III.2 Etude de l'acrotère :

III.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastree au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

III.2.2 Les rôles :

a. L'étanchéité :

Il est énuméré en deux points :

- Il empêche le ruissellement des eaux de pluie sur les façades.
- Il assure un retour d'étanchéité qui à son tour permet une bonne imperméabilité par rapport aux eaux pluviales.

b. Point d'appui :

C'est un élément aussi qui sert à la fixation de treuilles pour l'entretien des façades et l'utilisation de monte charges pour l'entretien de l'étanchéité de la terrasse.

c. Esthétique :

Il à aussi un rôle esthétique à ne pas négliger.

III.2.3 Calcul de l'acrotère :**III.2.3.1 Hypothèses de calcul :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de 1 m da longueur.

III.2.3.2 Évaluation des charges et surcharges :**a. Charge permanente :**

L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = (0.6 \times 0.1) + (0.10 \times 0.05) + \left(\frac{0.05 \times 0.10}{2}\right) = 0.068 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0.068 = 1.70 \text{ KN/ml}$$

Avec:

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.
- ρ : Poids volumique du béton : 25 KN/m³

b. Surcharges : (DTRB.C 2.2) [5]

La surcharge d'exploitation, due à la main courante :

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

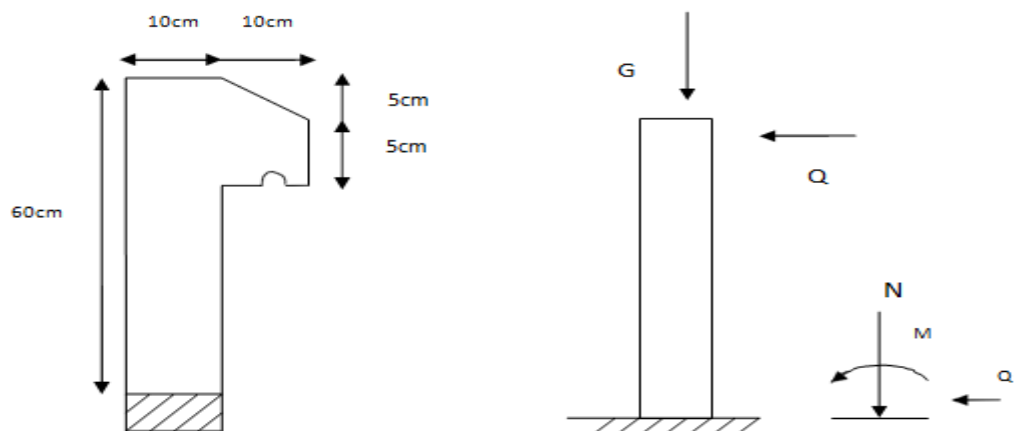


Figure III-1 : Schéma réel et statique de l'acrotère

III.2.3.3 Vérification de l'acrotère au séisme.

Le RPA 99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA art 6.2.3) [1]}$$

- A: coefficient d'accélération de la zone en fonction du groupe d'usage
 - $A = 0.25$ (groupe d'usage 2, zone III) suivant le tableau 4-1 (RPA art 4.2.3).
- C_p : facteur de force horizontale.
 - $C_p = 0.8$ suivant tableau 6-1 (RPA art 6.2.3)
- W_p : Poids de l'acrotère
 - $W_p = 2.227 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.7 = 1.36 \text{ KN}$$

$F_p > 1,5 Q$ 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 : $x = h/2 = 0.6/2 = 0.3 \text{ m}$

Alors pour une bande de 1m de largeur

$$G = 1.7 \text{ kN/ml} ; Q = 1 \text{ kN/ml} ; F_p = 1.36 \text{ kN/ml}$$

Donc l'acrotère est ne pas stable vis-à-vis l'action sismique (l'action sismique est importante)

Ces différentes charges sont représentées dans la figure suivante:

III.2.3.4 Calcul des sollicitations :

a. calcul des moments fléchissant :

Le moment est calculé par rapport au point d'intersection entre la base de l'acrotère et l'axe passant par CDG de celle-ci :

- Le moment dû à la charge permanente est nul : $M_G = 0$.
- Le moment dû à la charge d'exploitation : $M_Q = q \times h$.

On a: $h = 60 \text{ cm} = 0.06 \text{ m}$

$$M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m} = 0.06 \text{ T.m}$$

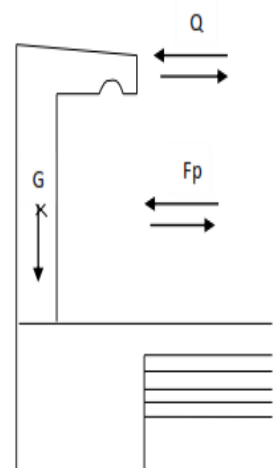


Figure III-2: Schéma de distribution des forces

1. Combinaison de calcul :

- ELU :

$$M_u = 1.35M_G + 1.5 M_Q$$

$$M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.06 = 0.09 \text{ T.m}$$

- ELS :

$$M_{\text{ser}} = M_G + M_Q$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = 0.06 \text{ T.m}$$

2. La combinaison accidentelle

$$G+Q \pm E = 2.7 \pm 1.36$$

Sens X
→

Sens-Y
↘

$M_a = (1 \times 0.6) + (1.36 \times Y_g)$
 $N_a = G = 1.7 \text{ KN/m}$

Calcul du centre de gravité G (XG, YG)

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 6.05 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = 32.65 \text{ cm}$$

b. Calcul de l'effort normal :

- ELU

$$N_u = 1.35 N_G (N_G = W_p)$$

$$N_u = 1.35 \times 0.17 = 0.2295 \text{ T/ml}$$

- ELS

$$N_{\text{ser}} = N_G = W_p$$

$$N_{\text{ser}} = 0.2227 \text{ T/ml}$$

c. Calcul de l'effort tranchant :

- ELU

$$V_u = Q + F_p$$

$$V_u = 1 + 1.36 = 2.36 \text{ KN/ml}$$

Tableau III-1: les sollicitations de l'acrotère

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	$G + Q \pm E$	$1,35G + 1.5Q$	$G + Q$
N (KN)	1.7	2.295	1.700
M(KN. m)	1.05	0.900	0.600
V (KN/ml)	/	2.360	/

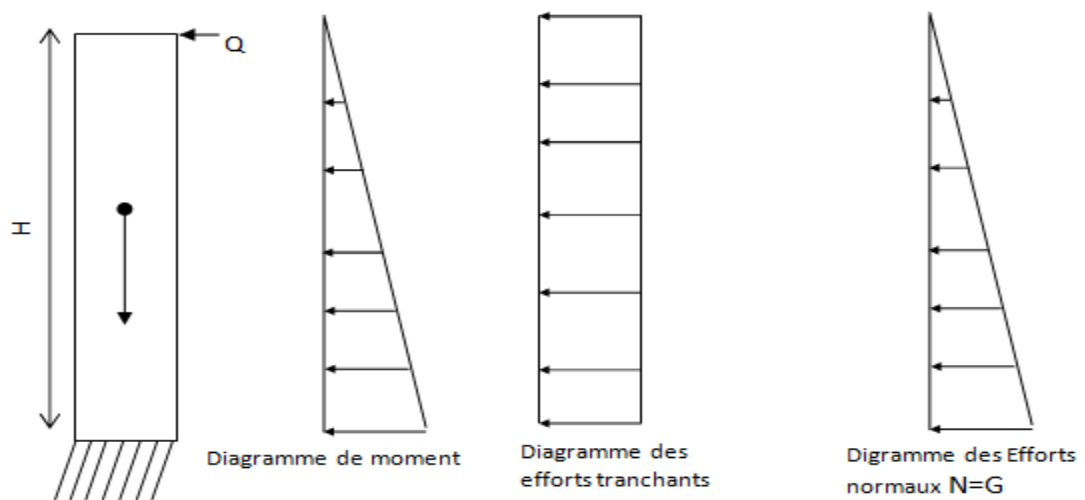
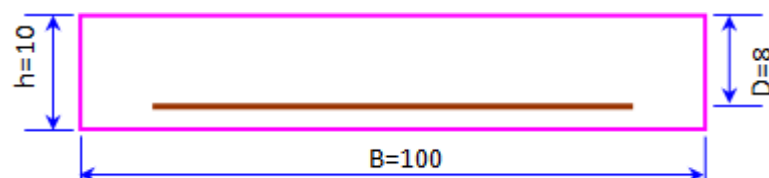


Figure III-3 : Schéma représenté les sollicitations

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

III.2.3.5 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire pour une bonde de 1 m.



a. Armature longitudinal:**❖ ELU**

Selon CBA93 (article A.4.3.5) [4] en adopte une excentricité totale de calcul

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

e_0 : Excentricité de la résultante.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre liée à la déformation de la structure.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

1. Calcul l'excentricité de la résultante :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{6}$$

$$e_0 = \frac{900}{2.259} = 0.39 \text{ m} > \frac{0.10}{2} = 0.016$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section. Donc la section est partiellement comprimée, est par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_u égale au moment par rapport aux armatures tendues.

2. Calcul l'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right], \quad L : \text{longueur de la pièce BAEL A4.3.5} [3]$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm}, 0.24 \text{ cm}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.41 \text{ m}$$

3. Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right]$$

$12 \leq 81 \text{ cm}$ on détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire

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

$$L_f = 2L = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m} = 120 \text{ cm}$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{0}{0 + 0.18} = 0$$

Avec :

- $M_Q = \frac{q_G \times L^2}{2} \frac{1.7 \times 0^2}{2} = 0 \text{ KN.m}$
- $M_G = \frac{q_Q \times L^2}{2} = \frac{1 \times 0.6^2}{2} = 0.18 \text{ KN.m}$

$$e_2 = \frac{3.1.2^2}{10^4 \cdot 0.1} \times (2 + 0 \times 2) = 0.009 \text{ m}$$

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.41 + 0.009 = 0.42 \text{ m} = 42 \text{ cm.}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement.

h : Hauteur totale de la section dans la direction du flambement

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée ce rapport est généralement pris égal à 2.

4. Evaluation des moments au niveau des armatures tendu (flexion simple)

$$M_u = N_u \cdot e = 2.295 \times 0.42 = 0.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 0.96 + 2.295 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \rightarrow M_{ua} = 1.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.03 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_l = 0.391 \dots \dots \dots A_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011})$$

$$\alpha = 0.014$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.08 (1 - 0.4 \times 0.014) = 0.79 \text{ m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \sigma_s}$$

$$A_{u1} = \frac{1.03 \times 10^6}{79 \times 348} = 0.37 \text{ cm}^2$$

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

Il faut vérifier que :

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte finalement } A_s = \max(A_{\min}, A_s) = 0.97 \text{ cm}^2$$

5. Évaluation des moments au niveau des armatures tendu (flexion composé) :

$$A_a = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_a = 97 - \frac{2.295 \times 10^3}{348} = 0.9 \text{ cm}^2$$

6. Vérification de condition de non fragilité :

Il faut vérifier que :

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{0.42 - (0.45 \times 0.08)}{0.42 - (0.185 \times 0.08)}$$

$$A_{\min} = 0.92 \text{ cm}^2$$

❖ ELS

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} > \frac{h}{6}$$

$$e = \frac{0.6}{1.7} = 0.35 \text{ m} > 0.016 \text{ m}$$

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 l'armature tendues.

$$M_{\text{ser}}/A = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}}(d - \frac{h}{2})$$

$$M_{\text{ser}}/A = 0.6 + 1.7(0.08 - \frac{0.1}{2}) = 0.65 \text{ KN.m}$$

1. Calcule moment limite de service :

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

Avec:

- La contrainte de béton à l'ELS

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} (1 - \frac{\alpha_r}{3}) = 0.203$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times \sigma_{bc}}{15 \times \sigma_{bc} + \sigma_s} = 0.484$$

- La contrainte d'acier

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

$$\sigma_s = \min(266.66, 240)$$

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

Donc :

$$M_1 = 0.203 \times 1 (0.8)^2 \times 15 = 0.019 \text{ KN.m}$$

$M_{ser} < M_1$ il n'y a pas des armatures comprimées

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

$$Z = 0.08 \left(1 - 0.4 \times \frac{0.484}{3}\right) = 0.067 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.6 \times 10^6}{67 \times 240} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 37 - \frac{1.7 \times 10^3}{240} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement $A_s = \max(A_{ser}, A_{min}, A_s) = 0.97 \text{ cm}^2$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_s = 0.97 \text{ cm}^2$

Alors on adopte : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$

b. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte : $4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

c. Vérification de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$T_u \leq \bar{T}_u$$

Avec :

- $\bar{T}_u = \min \left(\frac{15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$
- $T_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2.36 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0295 \text{ MPa}$

$$0.0295 \leq 2.5$$

Les armatures transversal et ne sont pas nécessaire.

III.2.3.5 Schéma de ferrailage d'un acrotère

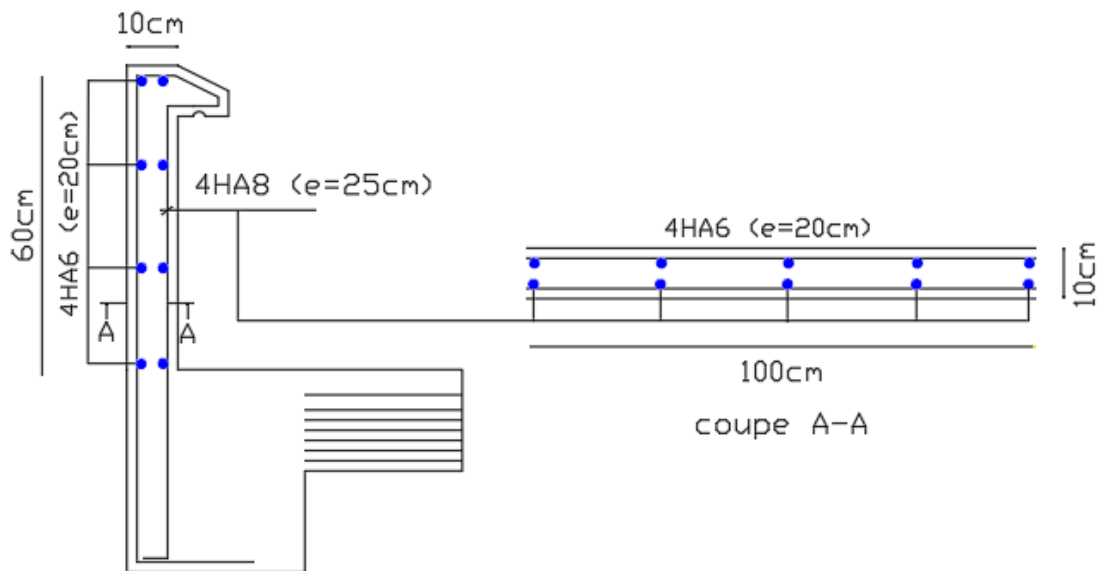


Figure III-4 : Schéma de ferrailage d'un acrotère

III.3 Calcul des Escaliers

III.3.1 Définition :

Dans une construction la circulation entre les étages se fait le plus souvent par l'intermédiaire d'escaliers, qui sont constitués par des gradins successifs, et sont exclusivement destinés aux piétons.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose : Pour déterminer les sollicitations, on a se base sur la méthode RDM.

III.3.2 Charge et surcharge

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 7.96 \text{ KN/ml} \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Palier} \begin{cases} G_p = 6.4 \text{ KN/ml} \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.3.3 Schéma statique

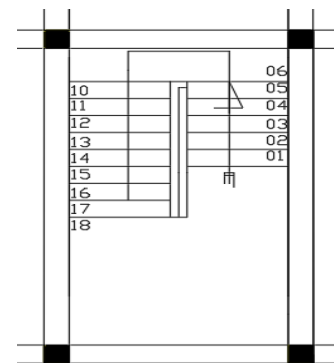
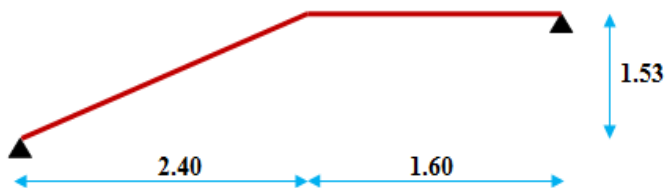


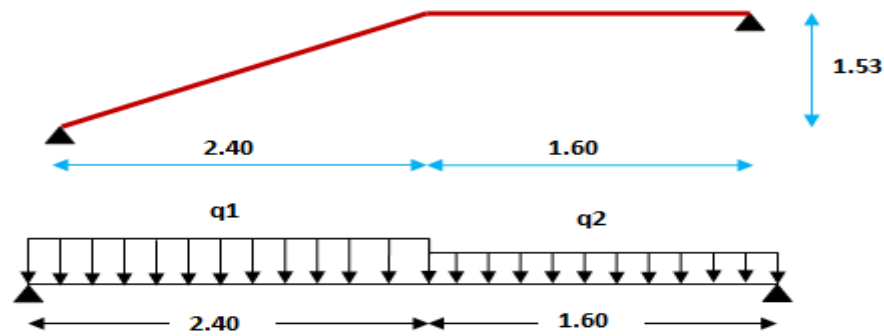
Figure III-5 : Vue en plan (escalier)

III.3.4 Combinaison des charges

Tableau III-2 : calcul du Combinaison des charges

	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	ELU	ELS
Palier	6.4	2.5	12.39	8.9
Paillasse	7.96	2.5	14.5	10.46

III.3.5 Calcul des sollicitations[7] :



a. Calcul des réactions

➤ ELU

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4R_A - (14.5 \times 2.8 \times 2.4) - (12.39 \times 0.8 \times 1.6) = 0 \Rightarrow R_A = 28.33 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (14.5 \times 2.4) + (12.39 \times 1.6) \Rightarrow R_B = 26.29 \text{ kN.}$$

➤ ELS

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4R_A - (10.46 \times 2.8 \times 2.4) - (8.9 \times 0.8 \times 1.6) = 0 \Rightarrow R_A = 20.42 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10.46 \times 2.4) + (8.9 \times 1.6) \Rightarrow R_B = 18.92 \text{ kN.}$$

b. Calcul des moments et efforts tranchants :

➤ ELU

Pour : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 28.33 - 14.5x$$

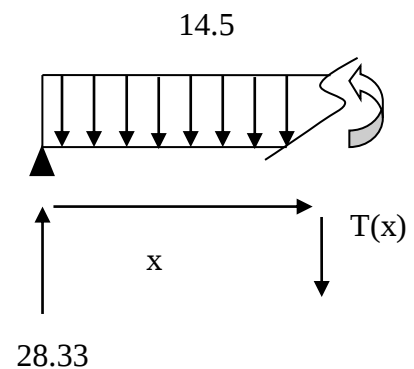
$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow T(x) = 28.33 \text{ kN} \\ x = 2.4 \text{ m} \rightarrow T(x) = -6.47 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2.4 \text{ m} \rightarrow T(x) = -6.47 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 28.33x - 14.5 \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 14.5x - 28.33 = 0 \Rightarrow x = 1.95 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.95 \rightarrow M(x) = 27.68 \text{ kN.m} \\ x = 2.4 \rightarrow M(x) = 26.23 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$



Pour : $2.4 \leq x \leq 4$ m

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = -6.47 - 12.39(x - 2.4)$$

$$\begin{cases} x = 2.4 \rightarrow T(x) = -6.47 \text{ kN} \\ x = 4 \text{ m} \rightarrow T(x) = -26.29 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -6.195x^2 + 23.27x + 6.08 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -12.39x + 23.27 = 0 \Rightarrow x = 1.88 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.88 \rightarrow M(x) = 27.91 \text{ kN.m} \\ x = 2.4 \rightarrow M(x) = 26.22 \text{ kN.m} \\ x = 4 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ ELS

Moment fléchissant

Pour : $0 \leq x \leq 2.4$ m

$$M(x) = 20.42x - 10.46 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow 10.46x - 20.42 = 0 \Rightarrow x = 1.95 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.95 \rightarrow M(x) = 19.93 \text{ kN.m} \\ x = 2.4 \rightarrow M(x) = 18.97 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Pour : $2.4 \leq x \leq 4$ m

$$M(x) = -4.45x^2 + 16.76x + 4.488 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow -8.9x + 16.76 = 0 \Rightarrow x = 1.88 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.88 \rightarrow M(x) = 20.26 \text{ kN.m} \\ x = 2.4 \rightarrow M(x) = 19.91 \text{ kN.m} \\ x = 4 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$

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

$$M_u = 27.91 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 20.26 \text{ kN.m}$$

$$T = 26.29 \text{ kN.m}$$

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

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

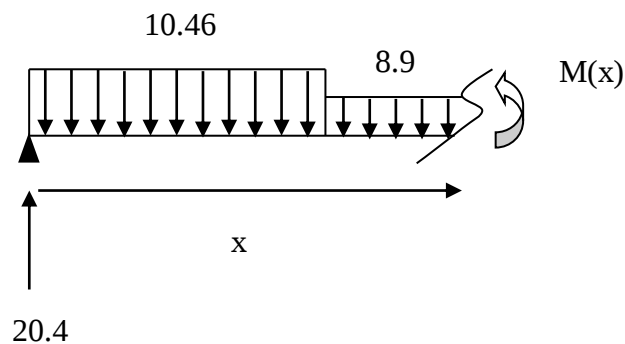
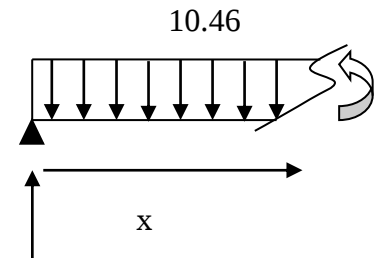
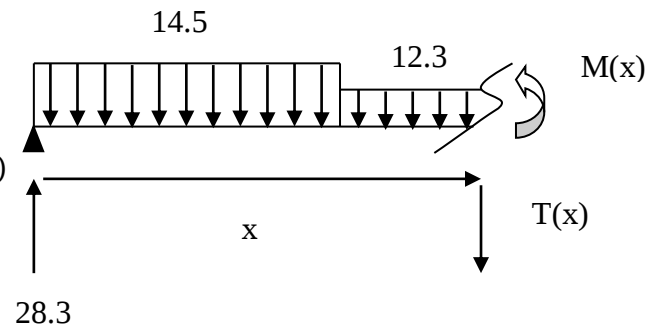
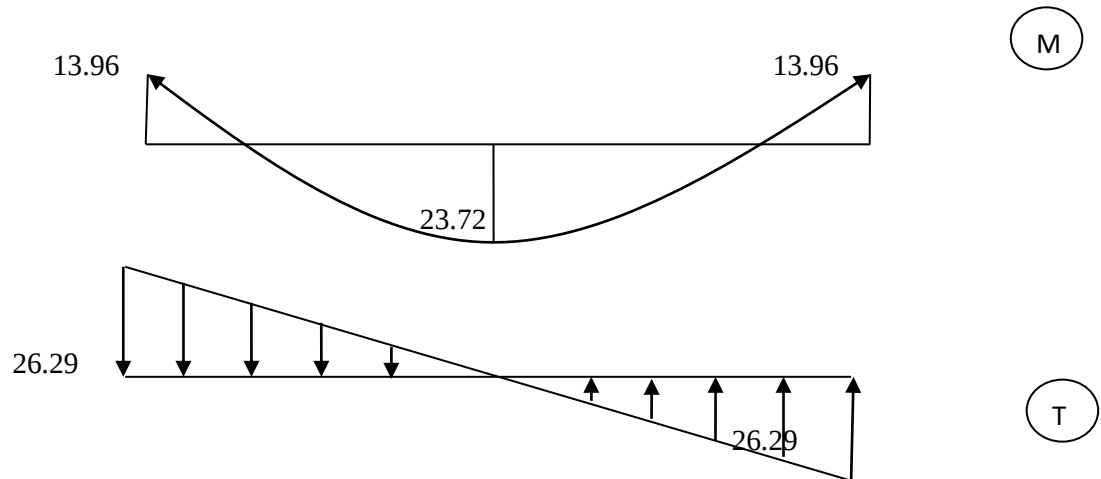


Tableau III-3 : calculs des sollicitations du escalier

Désignation	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a = 0.5M_0$	$M_t = 0.85 M_0$	$T_u(\text{KN})$
ELU	27.91	13.96	23.72	26.29
ELS	20.26	10.13	17.22	-

ELU



ELS :

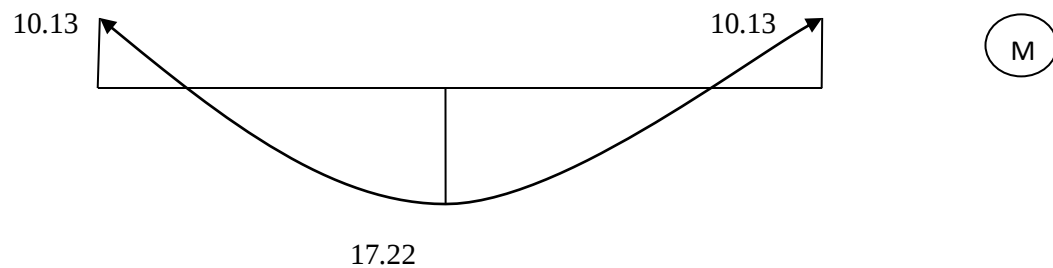
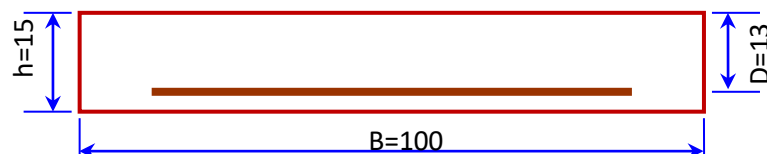


Figure III-6 : Diagramme des moments et des efforts tranchants

III.3.6 Calcul du Ferrailage

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.

Pour simplifier les calculs on prend $e = 15 \text{ cm}$.



a. Armatures longitudinales:

❖ E.L.U :

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}, f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}, \mu_l = 0.392$$

$$b = 1,00 \text{ m}, d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm. (C: l'enrobage).}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \lambda = 0$$

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

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-4 : Ferrailage longitudinal de L'escalier

Désignation	M _U (KN. m)	M	α	Z(cm)	A ^{cal} (cm ²)
Travée	23.72	0.1	0.13	12.32	5.43
Appuis	13.96	0.06	0.07	12.64	3.17

b. Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1)[3]:

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

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

c. Pourcentage minimal : (BAEL B.6.4)[3]

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

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

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

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-5 : Le choix de ferrailage longitudinal

Désignation	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Appuis	3.17	1,57	3.17	5T10 = 3,93
Travée	5.43	1,57	5.42	6T12 = 6,79

d. Les armatures de répartition

$$A_t = \frac{A_l}{4}$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-6 : Le choix de ferrailage de répartition

Désignation	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	1.36	$3\varnothing 8 = 1,51 \text{ cm}^2$
Appuis	0.79	$3\varnothing 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

e. Espacement entre les armatures : (BAEL A.8.2, 42) [2]

a- Armatures longitudinales :

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

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

b- Armatures transversales :

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

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

III.3.7 Vérification à l'ELS

a. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y - d')A'_s - nA_{st}(d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA_{st}(d - y)^2 + nA'_s(d - y)$$

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

$$n = 15$$

- en travée :

$$\begin{cases} M_t = 17.2 \text{ KN.m} \\ y = 6.34 \text{ cm} \\ I = 13020.28 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 8.5 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifie}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

- en appui :

$$\begin{cases} M_a = 10.13 \text{ KN.m} \\ y = 3.69 \text{ cm} \\ I = 6797.33 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 5.49 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifie}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

III.3.8 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [3]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{26290}{1000 \times 130} = 0.2 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peut nuisible (BAEL A.5.1, 211) [3], alors :

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

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.3 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \text{Avec} \quad \overline{\tau_u} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.9 Vérification de la flèche: (BAEL B.6.5.1 1) [3]

$$\begin{cases} 1: \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \Rightarrow M_t = 0.85 M_o \Rightarrow \frac{15}{400} = 0.038 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \\ \Rightarrow M_t = 0.085 M_o \quad (\text{C. NV}) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{100 \times 13} = 0.005 \leq 0.0105 \quad (\text{C. V}) \\ 3: \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{400} = 0.038 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C. NV}) \end{cases}$$

Les conditions suivantes ne sont pas vérifier donc on est ramenée a effectuer un calcul de flèche.

- Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée

Il faut que

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

Avec

I_{fi} : L'inertie fissurée

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

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

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.97$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 4.2$$

$$f = \frac{17.2}{10 \times 32164.2 \times 2822.68} = 0.0018 \leq \bar{f} = 0.05 \text{ cm} + \frac{240}{1000} = 0.29 \text{ cm}$$

$f = 0.0018 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.29 \text{ cm}$. Donc la flèche est Vérifiée.

III.3.10 Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre et de mur qui repose sur lui-même, aux charges transmises de l'escalier et aux moments de torsion

a. Dimensionnement Moment de torsion

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

On a : $L = 2.6 \text{ m}$

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** [3]:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 17.33 \leq h \leq 26 \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

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

Exigences du RPA99/2003 (Art7.5.1) [1]:

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots \dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \dots \dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

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

b. Sollicitations de la poutre palière

• Les charges sur la poutre :

$$g_0 = (b \times h) \times \rho = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$g_m = G_m \times H_m = 2.8 \times 3.06 = 8.56 \text{ KN/m}$$

Avec :

H_m : La hauteur du mur

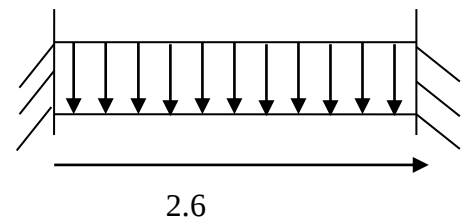


Figure III-7 : Schéma statique de la poutre palière

g_0 : Poids propre de la poutre palière

g_m : Poids propre du mur sur la poutre

G_m : Charge du mur

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

$$\text{ELU} : R_A^u = 28.33 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_A^s = 20.42 \text{ KN}$$

ELU

$$q_u = 1.35 \times (g_0 + g_m) + R_A^u = 1.35 \times (2.25 + 8.56) + 28.33 = 42.92 \text{ KN/m}$$

$$M_u^t = \frac{ql^2}{24} = \frac{42.92 \times 2.6^2}{24} = 12.08 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = \frac{ql^2}{12} = \frac{42.92 \times 2.6^2}{12} = 24.17 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{42.92 \times 2.6}{2} = 55.79 \text{ KN}$$

ELS

$$q_s = (g_0 + g_m) + R_A^s = (2.25 + 8.56) + 20.4 = 31.21 \text{ KN/m}$$

$$M_s^t = \frac{ql^2}{24} = \frac{31.21 \times 2.6^2}{24} = 8.79 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = \frac{ql^2}{12} = \frac{31.2 \times 2.6^2}{12} = 17.57 \text{ KN.m}$$

c. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

On a : $b=30\text{cm}$, $h=30\text{cm}$, $d=28\text{ cm}$

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

Tableau III-7 : Ferrailage longitudinal 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	12.08	0.03	0.03	27.6	1.25	1.01	1.25
Appui	24.17	0.07	0.09	26.9	2.25	1.01	2.25

d. Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{55.79}{300 \times 280} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc : pas de risque de rupture par cisaillement

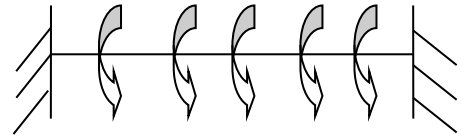
e. Calcul à la torsion**1. Moment de torsion**

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

$$M_{tor} = -M_a \times \frac{L}{2} = -13.96 \times \frac{2.6}{2} = -18.14 \text{ KN.m}$$

2. Contrainte de cisaillement en torsion:

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



- e : épaisseur de la paroi. $e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$.

- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur. $\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 625 \text{ cm}^2$

- U : périmètre de la section. $U = 2[(b - e) + (h - e)] = 100 \text{ cm}$

$$\tau^{tor} = \frac{18.14}{2 \times 625 \times 5} = 2.90 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

3. Ferrailage à la torsion :

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{18.14 \times 100 \times 1.15}{2 \times 625 \times 400} = 4.17 \text{ cm}^2$$

f. Ferrailage transversales

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

Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 400 \times 150}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{300 \times 150 \times (0.74 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = 0.13 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.6 \Rightarrow A_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

Torsion :

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \Omega \times f_e} = \frac{18.14 \times 150}{2 \times 625 \times 400} = 0.54 \text{ cm}^2$$

g. Ferrailage global**❖ Ferrailage longitudinal**

En travée :

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{Fs}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 1.25 + \frac{4.17}{2} = 3.33 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{T}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_a^{\text{tot}} = A_a^{\text{Fs}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 2.25 + \frac{4.17}{2} = 4.33 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{T16} = 6.03 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage transversal**

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{Fs}} + A_t^{\text{tor}} = 0.6 + 0.6 = 1.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

h. Les vérifications nécessaires

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

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.5\% \times B = 4.5 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \times B = 36 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} \leq A_l^{\text{tot}} = 10.65 \text{ cm}^2 \leq A_{\max} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

i. Vérification à l'ELS

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

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-8 : Vérification à l'ELS

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	8.79	9.21	31750.01	2.54	15	CV
Appui	17.57	10.40	39870.46	4.58	15	CV

j. Vérification de la flèche(BAEL B.6.5, 1)[3]

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow M_t = 0.85 M_o \Rightarrow \frac{30}{290} = 0.10 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (\text{C.V}) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{300 \times 280} = 0.005 \leq 0.0105 \quad (\text{C.V}) \\ 3: \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{290} = 0.10 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C.V}) \end{array} \right.$$

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

III.3.11 schéma de ferrailage

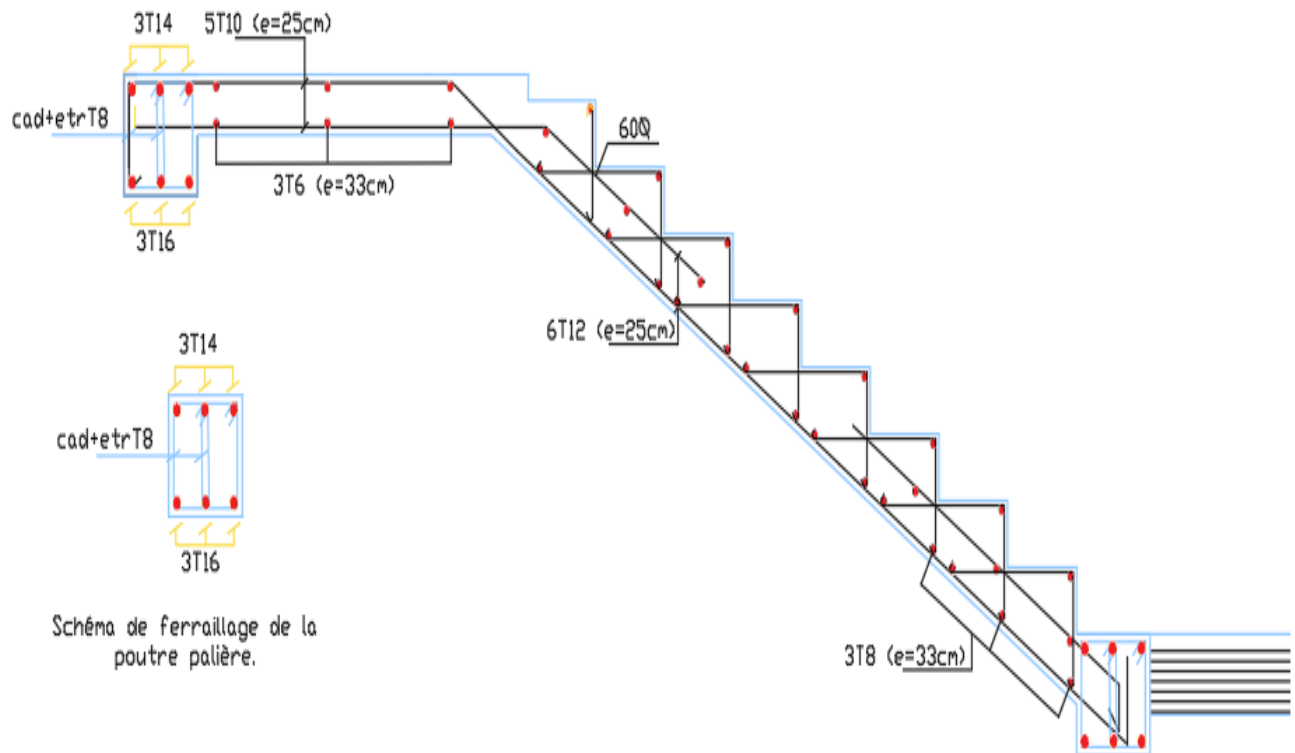


Figure III-8 : schéma de ferrailage global

III.4 Plancher :

III.4.1 Définition :

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Transmission des charges et surcharges.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée $Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$. Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce que il permet d'avoir un plafond uni.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.4.2 Calcul des poutrelles

III.4.2.1 Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

a. Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

b. Critère de continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le deuxième critère.

III.4.2.2 Dimensions de la poutrelle :

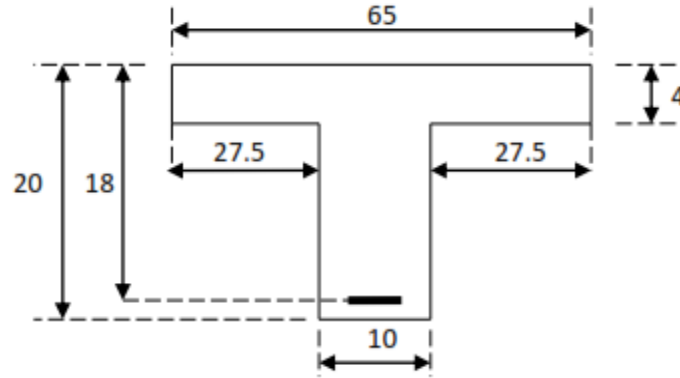
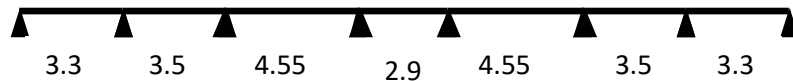


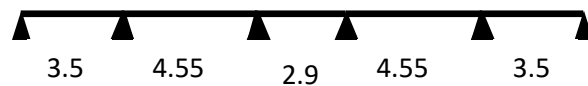
Figure III-9 : Schéma d'une poutrelle.

III.4.2.3 Les différents types des poutrelles :

Type 1 :



Type2 :



III.4.3 La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423)[3]

La table de compression 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

$$A_{\perp} = 0.021 \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte $5\varnothing 5 = 0.98 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armature parallèle aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $5\varnothing 5 = 0.98 \text{ cm}^2$, avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (T.S.H.A500) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200)$.

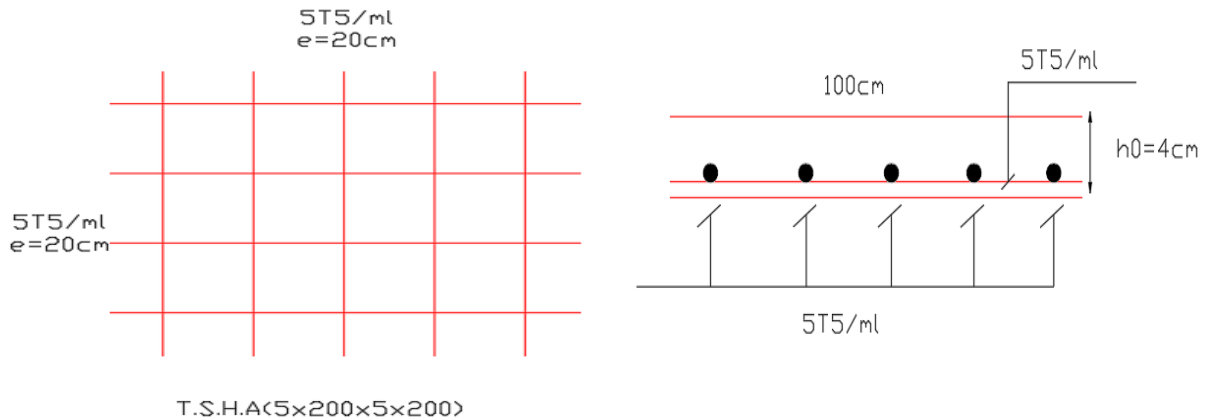


Figure III-10 : Ferrailage de la table de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de ce dernier, la poutrelle est considérée comme étant en T reposant sur plusieurs appuis intermédiaires encastrés à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant au plancher.

III.4.4 Calcul des charges sollicitant les poutrelles :

$$\begin{cases} G = 6,33\text{KN/m}^2; Q = 1\text{KN/m}^2 & \text{Plancher terrasse} \\ G = 5,38\text{KN/m}^2; Q = 1,5\text{KN/m}^2 & \text{Plancher étage courant} \end{cases}$$

III.4.5 Choix de la méthode de calcul

Le calcul des sollicitations dans les poutrelles continues en béton armé peut être effectué en utilisant les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire applicable pour les planchers à surcharge modérée qui vérifient certaines Conditions complémentaires.
- Méthode de Caquot minorée applicable aux planchers à surcharge modérée mais qui ne vérifient pas les conditions complémentaires de la méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot proprement dit applicable aux planchers à surcharge modérée.

Vu que les poutrelles obtenues vérifient toutes les conditions de la méthode forfaitaire, nous n'exposerons dans ce qui suit que la méthode utilisée dans nos calculs (Méthode forfaitaire).

III.4.5.1 Méthode forfaitaire : BAEL(Annexe E1)[3]

1. Domaine d'application :

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Principe de la méthode :

- M_0 La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison »
- M_e et M_w : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée ;
- M_t : le montant maximal en travée dans la travée considérée ;
- α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les valeurs des moments M_t, M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

1. $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$ dans le cas général
2. $M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0$ dans le cas d'une travée de rive
3. $M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_0$ dans le cas d'une travée intermédiaire

3. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- **Condition 1 :**

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

$$Q \leq \max(2 \times 6.33, 5\text{KN/m}^2).$$

$$Q \leq 12.66\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

- **Condition 2 :**

Les moments d'inerties elles sont constantes.

- **Condition 3 :**

La fissuration est peut préjudiciable

- **Condition 4 :**

Type 1

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.3}{3.5} = 0.94 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{3.5}{4.55} = 0.76 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{4.55}{2.9} = 1.56 \quad \text{Condition n'est pas vérifier}$$

$$\frac{L_4}{L_5} = \frac{2.9}{4.55} = 0.63 \quad \text{Condition n'est pas vérifier}$$

$$\frac{L_5}{L_6} = \frac{4.55}{3.5} = 1.3 \quad \text{Condition n'est pas vérifier}$$

$$\frac{L_6}{L_7} = \frac{3.5}{3.3} = 1.06 \quad \text{Condition vérifier}$$

Type 2

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.5}{4.55} = 0.76 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{4.55}{2.9} = 1.56 \quad \text{Condition n'est pas vérifier}$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{2.9}{4.55} = 0.63 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{L_4}{L_5} = \frac{4.55}{3.5} = 1.3 \quad \text{Condition n'est pas vérifier}$$

Note : la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée.

- La méthode de Caquot est applicable si la condition N° 1 n'est pas vérifiée et les autres conditions sont vérifiées. BAEL(Annexe E2)[3]

- La méthode de Caquot minorée est applicable si la condition N°1 est vérifiées et l'un des autres conditions non vérifiés.

Dans notre cas on utilise donc la méthode de Caquot Minorée qui consiste à prendre $G' = 2/3G$ pour le calcul des moments aux appuis (BAELB6.2 ,210)[3]

Donc cette méthode remplace la méthode forfaitaire pour les charges d'exploitation modérées, ce qui conduira à un ferrailage mieux dimensionné mais des calculs plus longs.

❖ **Principe de calcul**

Notation de longueur

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 0.8L \text{ travée intermédiaire} \\ L' = L \text{ travée de rive} \end{array} \right. \quad \text{Cas des charges uniformément réparties.}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} & \text{appuis intermédiaire} \\ M_a = 0 & \text{appuis dérivé} \end{cases}$$

q_e : Charge répartie droite de l'appui considéré

q_w : Charge répartie gauche de l'appui considéré

Moment en travée :

Pour le calcul du moment maximal sur la travée on utilise la formule suivante en considérant les trois cas de charge de la

figure :

$$M(x) = \mu(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

$$\text{A l'ELU: } \begin{cases} C = 1.35G + 1.5Q \\ D = 1.35G \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS: } \begin{cases} C = G + Q \\ D = G \end{cases}$$

Effort tranchant

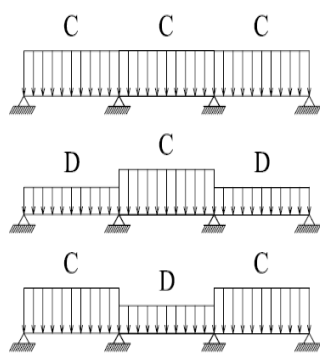
La valeur à gauche et à droite de l'effort tranchant sont :

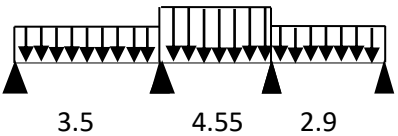
$$V_{wi} = \frac{pl}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$V_{wi} = -\frac{pl}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats (étage courant)

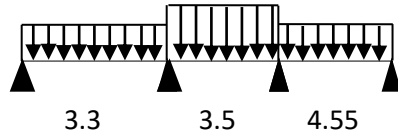
Tableau III- 9 : Sollicitation du plancher d'étage courant

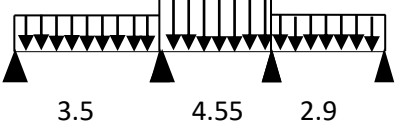
Type de poutrelle	ELU		
	$M_a \text{ max}$ KN. m	$M_t \text{ max}$ KN. m	V_{max} KN.
Type 1			
	-7.91	7.84	13.23

Type de poutrelle	ELU		
	$M_{a \max}$ KN. m	$M_{t \max}$ KN. m	$V_{\max}$ KN.
Type 2			
	-10.64	9.68	16.43

❖ Tableau récapitulatif des résultats (terrasse)

Tableau III- 10 : Sollicitation du plancher terrasse

Type de poutrelle	ELU		
	$M_{a \max}$ KN. m	$M_{t \max}$ KN. m	$V_{\max}$ KN.
Type 1			
	-8.08	2.018	15.40

Type de poutrelle	ELU		
	$M_{a \max}$ KN. m	$M_{t \max}$ KN. m	$V_{\max}$ KN.
Type 2			
	-10.80	9.38	16.68

D'après les deux type on prend la valeur maximale de $M_{t \max}$, $M_{a \max}$ et $V_{\max}$

III.4.6 Ferrailage :

❖ Étage courant

ELU

$$M_u^t_{\max} = 9.68 \text{ kN.m}$$

$$M_u^a_{\max} = 10.64 \text{ kN.m}$$

a. En travée

Calcul du moment de la table :

$$M_{tu} = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

$$M_{tu} = 14,2 \times 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 59072 \text{ kN.m}$$

$M_{tu} > M_u^t_{\max} \rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire (65x20) cm².

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9.68}{650 \times 180^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,032$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,032}) \Rightarrow \alpha = 0,04$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 180(1 - (0,4 \times 0,04)) \Rightarrow z = 177.12 \text{ mm}$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{9.68}{348 \times 177.12} \Rightarrow A_u^t = 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ En appui :

$$M_u^a_{\max} = -10.64 \text{ kN.m}$$

Le moment est négatif, la table est dans la zone tendue ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire (10x20)cm².

$$A_u^a = 1.72 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1)[3]

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 + (b - b_0)] h_0}$$

$$v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10)] 4} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0)h_0]v^2$$

$$I_{Gz} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10)4](10.62)^2$$

$$I_{Gz} = 1899.58 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{(d - \frac{h_0}{3})v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1899.58 \times 10^4}{(180 - \frac{100}{3})106.2} \times \frac{2.1}{400} = 0.06 \text{ cm}^2$$

❖ **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 : $A = \max (A_{\text{cacule}}, A_{\min}, A_p) :$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-11 : Ferrailage du plancher d'étage courant

Désignation	$A_{\text{cacule}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_p (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	1.57	0.06	1.3	1.57	3T10 = 2.36
Appui	1.72	0.06	0.20	1.72	2T12 = 2.26

Le calcul se fait par la méthode des trois moments. C'est une méthode basée sur la résolution d'un système des équations, afin d'obtenir les moments en appuis ensuite en travées. [8].

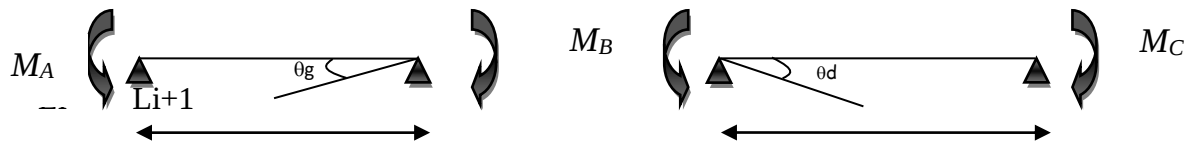


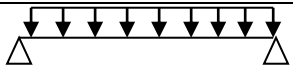
Figure III-11 : Principe de la méthode des trois moments.

$$L_i M_A + 2(L_{i+1} + L_i) M_B + L_{i+1} M_C = -6EI (\theta_g + \theta_d)$$

M_A , M_B et M_C : Les moments en appuis.

L_i , L_{i+1} : Les travées de la poutre.

θ_g , θ_d : Les rotations au niveau de l'appui (gauche et droite).

$-6EI\theta_g$	Schéma statique	$-6EI\theta_d$
$\frac{-qL^3}{4}$		$\frac{-qL^3}{4}$

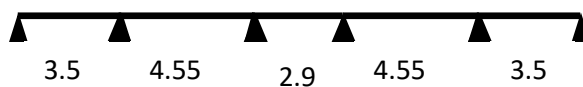
❖ Application de la méthode des trois moments :

Les combinaisons des charges

$$q_s = G + Q = (5.38 \times 1.5) \times 0.65 = 4.47 \text{ kN/m}$$

• Etage courant :

Type 2



• Appui A:

$$M_{0AB} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 4.47 \times \frac{3.5^2}{8} = 6.84 \text{ kN.m}$$

$$M_A = -0.15 M_{0AB} = -1.02 \text{ kN.m}$$

• Appui F:

$$M_{0EF} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 4.47 \times \frac{3.5^2}{8} = 6.84 \text{ kN.m}$$

$$M_F = -0.15 M_{0EF} = -1.02 \text{ kN.m}$$

- **Appui B :**

$$3.5 M_A + 2 M_B(3.5 + 4.55) + 4.55 M_C = \frac{-ql_g^3}{4} - \frac{ql_g^3}{4}$$

$$16.1 M_B + 4.55 M_C = -149.6$$

- **Appui C :**

$$4.55 M_B + 14.9 M_C + 2.9 M_D = -132.51$$

- **Appui D:**

$$2.9 M_C + 14.9 M_D + 4.55 M_E = -132.51$$

- **Appui E:**

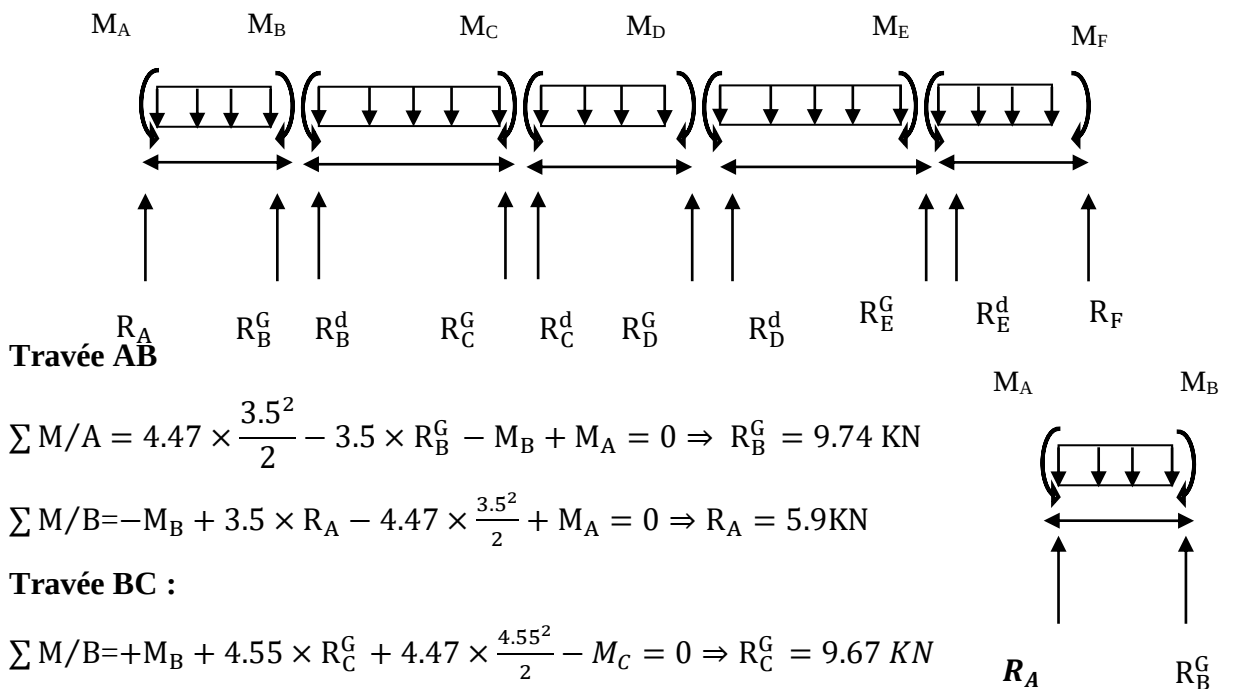
$$4.55 M_D + 16.1 M_E + 3.5 M_F = -153.17 \quad \text{Donc:}$$

$$M_B = M_E = -7.74 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = -5.48 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_F = -1.02 \text{ KN.m}$$

Les réactions :



$$\sum M/A = 4.47 \times \frac{3.5^2}{2} - 3.5 \times R_B^G - M_B + M_A = 0 \Rightarrow R_B^G = 9.74 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = -M_B + 3.5 \times R_A - 4.47 \times \frac{3.5^2}{2} + M_A = 0 \Rightarrow R_A = 5.9 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$\sum M/B = +M_B + 4.55 \times R_C^G + 4.47 \times \frac{4.55^2}{2} - M_C = 0 \Rightarrow R_C^G = 9.67 \text{ KN}$$

$$\sum M/C = +M_B + 4.55 \times R_B^d - 4.47 \times \frac{4.55^2}{2} + M_C = 0 \Rightarrow R_B^d = 10.66 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$\sum M/C = +M_C - 2.9 \times R_D^G + 4.47 \times \frac{2.9^2}{2} - M_D = 0 \Rightarrow R_D^G = 6.47 \text{ KN}$$

$$\sum M/D = +M_C + 2.9 \times R_C^d - 4.47 \times \frac{2.9^2}{2} - M_D = 0 \Rightarrow R_C^d = 6.47 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$\sum M/D = +M_D - 4.55 \times R_E^G + 4.47 \times \frac{4.55^2}{2} - M_E = 0 \Rightarrow R_E^G = 10.66 \text{ KN}$$

$$\sum M/E = +M_D + 4.55 \times R_D^d - 4.47 \times \frac{4.55^2}{2} - M_E = 0 \Rightarrow R_D^d = 9.67 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$\sum M/E = +M_E - 3.5 \times R_F + 4.47 \times \frac{3.5^2}{2} - M_F = 0 \Rightarrow R_F = 5.9 \text{ KN}$$

$$\sum M/F = +M_E + 3.5 \times R_E^d - 4.47 \times \frac{3.5^2}{2} - M_F = 0 \Rightarrow R_E^d = 9.74 \text{ KN}$$

Donc:

$$R_A = 5.9 \text{ KN}$$

$$R_D = 16.14 \text{ KN}$$

$$R_B = 20.4 \text{ KN}$$

$$R_E = 20.4 \text{ KN}$$

$$R_C = 16.14 \text{ KN}$$

$$R_F = 5.9 \text{ KN}$$

Calcul des moments

Travée AB

Pour : $0 \leq x \leq 2.80 \text{ m}$

$$M(x) = M_A + R_A x - q \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -qx + R_A = 0 \Rightarrow x = 1.31 \text{ m}$$

$$x = 1.31 \rightarrow M(x) = 2.87 \text{ kN.m}$$

Travée BC

Pour : $3.5 \leq x \leq 8.05 \text{ m}$

$$M(x) = R_A x - q \frac{x^2}{2} + R_B (x - 3.5) + M_A$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -qx + R_A + R_B = 0 \Rightarrow x = 5.88 \text{ m}$$

$$x = 5.88 \rightarrow M(x) = 4.33 \text{ kN.m}$$

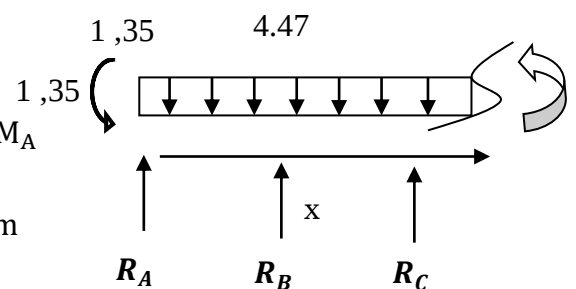
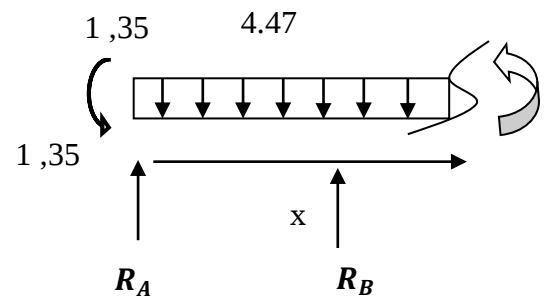
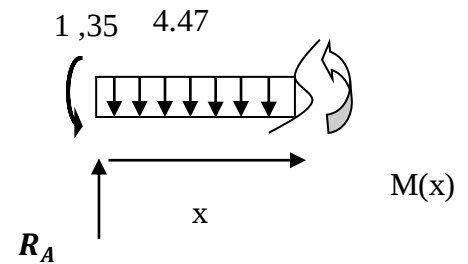
Travée CD

Pour : $8.05 \leq x \leq 10.95 \text{ m}$

$$M(x) = R_A x - q \frac{x^2}{2} + R_B (x - 3.5) + R_C (x - 8.05) + M_A$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -qx + R_A + R_B + R_C = 0 \Rightarrow x = 9.49 \text{ m}$$

$$x = 9.49 \rightarrow M(x) = -0.87 \text{ kN.m}$$



c. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire

d. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6F_{c28}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y - d')A'_s - nA_{st}(d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA_{st}(d - y)^2 + nA'_s(d - y)$$

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

n = 15

- en travée :

$$\begin{cases} M_t = 4.33 \text{ KN.m} \\ y = 3.91 \text{ cm} \\ I = 8323.05 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 2.03 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifie}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

- en appui :

$$\begin{cases} M_a = -7.74 \text{ KN.m} \\ y = 4.08 \text{ cm} \\ I = 6795.07 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 4.64 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifie}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

❖ **Terrasse**

ELU

$$M_u^t \text{ max} = 9.38 \text{ kN.m}$$

$$M_u^a \text{ max} = 10.80 \text{ kN.m}$$

❖ **Tableau récapitulatif des résultats**

Tableau III-12 : Ferrailage du plancher terrasse

Désignation	M_U (KN.m)	μ	α	Z(cm)	$A^{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
Travée	9.38	0.031	0.04	17.712	1.52	1.41	3T10 = 2,36
Appuis	10.80	0.036	0.05	17.64	1.75	0.21	2T12 = 2.26

ELS

De la même manière on trouve :

$$M_s^t = 5.29 \text{ kN.m}$$

$$M_s^a = -8.16 \text{ kN.m}$$

- en travée :

$$\begin{cases} M_t = 5.29 \text{ KN.m} \\ y = 3.91 \text{ cm} \\ I = 8323.05 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 2.48 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifie}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

- en appui :

$$\begin{cases} M_a = -8.16 \text{ KN.m} \\ y = 4.08 \text{ cm} \\ I = 6795.07 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 4.89 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifie}$$

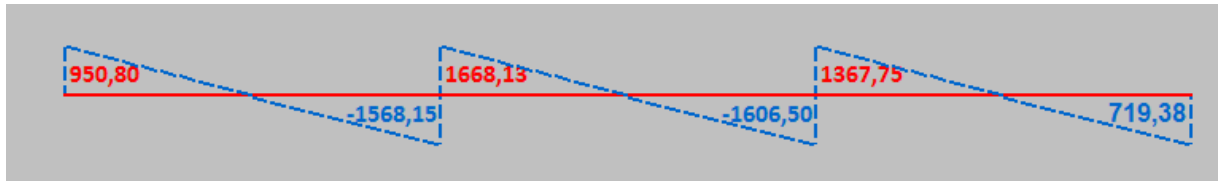
Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-13 : Ferrailage des planchers

plancher		$A_u (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
Étage courant	appuis	1.72	0.06	2T12= 2.26
	Travée	1.57	0.06	3T10 = 2,36
terrasse	appuis	1.75	0.06	2T12= 2.26
	Travée	1.52	0.06	3T10 = 2,36

III.4.7 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1)[3]



$$T_{\text{umax}} = 16.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{16680}{100 \times 180} = 0.92 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peut nuisible, alors :

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

$$\tau_u = 0.92 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.92 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.7.1 Justifications aux appuis

❖ Appui d'about (de rive):

On admet que les charges sont transmises par l'intermédiaire d'une bielle unique dite bielle d'about d'une Profondeur minimale.

• Vérification de la profondeur minimale d'appui :

La bielle d'about a une largeur « a » qui vérifie $a \leq 0.9d$

La bielle d'about a une largeur « a » qui vérifie : $a = \min (a ; 0.9d) \Rightarrow a = 16.2 \text{ cm}$

• 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 :

$$a \geq \frac{3.75 T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{3.75 \times 9500}{100 \times 25} = 1.4 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• Sections minimales d'armatures inférieures sur appui : (BAEL A.5.1, 312)[3]

L'équilibre de la bielle est satisfait si: $\sum M_B = 0$ donc:

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \Rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} 9500 = 0.27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

❖ Appui intermédiaire :

$$T_u = \max(T_{ug}, T_{ud}) \text{ et } R_u = |T_{ug}| + |T_{ud}|$$

• Vérification de la bielle de béton :

$$a \geq \frac{3.75 T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{3.75 \times 16680}{100 \times 25} = 2.5 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots cv$$

• Contrainte moyenne de compression sur l'appui (poinçonnement) :

$$a \geq \frac{\gamma_b R_u}{1.3 b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{1.5 \times 32360}{1.3 \times 100 \times 25} = 1.1 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots$$

• Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui: (BAELA.5.1,321)[3]

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 $z = 0.9d$

$$F_{st} = |T_u| + \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \left((|T_u|) - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$$9.38 > 0.9 \times 0.18 \times 16.68 = 2.7 \text{ KN.m} \text{ donc les efforts } T_u \text{ sont négligeables}$$

III.4.8 Diamètre des armatures transversales : (BAEL A.7.2, 2)[3]

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

$$\phi_t \leq \min \left(12; \frac{200}{35}; \frac{100}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(12; 6; 10)$$

$$\phi_t \leq 6 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } \phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

L'espacement St : (BAELA.5.1, 23)[3]

$$S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$\blacksquare S_{t1} \leq \min (0.9 .d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 .18; 40 \text{ cm}) = (16.20; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow St1 = 16.20 \text{ cm}$$

$$\blacksquare St2 \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0.4 \times b_0)} \Rightarrow St2 \leq \frac{(0.57 \times 235)}{(0.4 \times 10)} = 33.48 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow St2 = 33.48\text{cm}$$

$$\blacksquare St3 \leq \frac{(0.8.A_t \times f_e)}{b_o(\tau_u - 0.3.f_{t28})} \Rightarrow St3 \leq \frac{(0.8 \times 0.57 \times 235)}{10(0.92 - 0.3 \times 2.1)} = 36.9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow St2 = 36.9\text{cm}$$

$$S_t = \min. (16.20; 33.48; 36.9)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15\text{cm}$.

III.4.9 Vérification de la flèche: (BAEL B.6.5, 1)[3]

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.038 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \Rightarrow M_t = 0.085 M_o \quad (\text{C. NV}) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{650 \times 180} = 0.002 \leq 0.0105 \quad (\text{C. V}) \\ 3: \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{455} = 0.043 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C. NV}) \end{array} \right.$$

la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

- **Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée**

Il faut que

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.05 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec :

I_{fi} : L'inertie fissurée

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

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 2805.57 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.75$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 21.32$$

$$f = \frac{9.68}{10 \times 32164.2 \times 2805.57} = 0.00001 \leq \bar{f} = 0.05 \text{ cm} + \frac{455}{1000} = 0.505 \text{ cm}$$

$f = 0.00001 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.505\text{cm}$. Donc la flèche est Vérifiée.

III.4.10 Schéma de ferrailage des planchers :

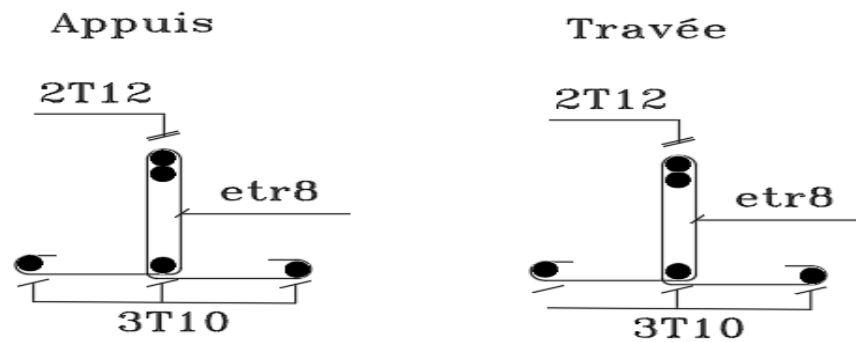


Figure III-12 : Schéma de ferrailage des poutrelles

III.5 Plancher en dalle pleine

III.5.1 Définition :

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).

Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux ne peut pas être utilisé.

Les cas qui nécessitent à utiliser la dalle pleine :

- Les balcons : quand le plancher à corps creux ne peut être utilisée.
- Q est important.
- Longueurs de travées importantes.

Nous avons trois planchers à dalle pleine différentes :

- Un panneau de dalle pleine en sous-sol.
- Un panneau de dalle pleine en RDC.
- Les balcons.

Pour le calcul nous choisissons la dalle la plus sollicitée.

III.5.2 Evaluation des charges :

$$\begin{cases} G = 7.08 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \text{ RDC}$$

$$\begin{cases} G = 7.08 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \text{ Sous-sol}$$

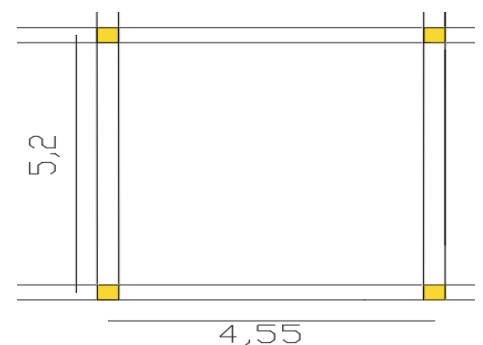


Figure III-13 : Vue en plan du panneau le plus sollicité

III.5.3 dalle pleine en sous-sol

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7.08 + 1,5 \times 3.5 = 14.80 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 7.08 + 3.5 = 10.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.55}{5.2} = 0.87 > 0.4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

III.5.3.1 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 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et } v$$

v : 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.

$$\rho = 0.87 \begin{cases} \mu_x = 0.048 \\ \mu_y = 0.731 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.048 \times 14.80 \times 4.55^2 = 14.70 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.731 \times 14.70 = 10.74 \text{ KN.m}$$

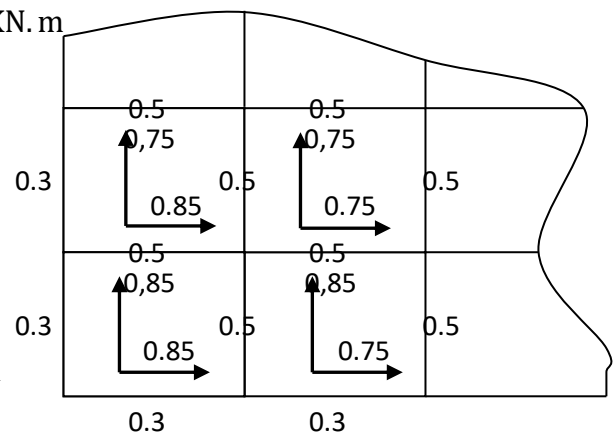
- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \times 14.70 = 11.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 11.02 = 9.36 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 0,5 \times 14.70 = 7.35 \text{ KN.m}$$



III.5.3.2 Ferrailage de la dalle :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $d = 16 \text{ cm}$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-14 : Ferrailage de la dalle

	Sens	M_u (KN. m)	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)
Travée	x-x	11.02	0.031	0,039	15.75	2,01	4T10	3.14
	y-y	9.36	0,026	0,032	15.79	1.7	4T8	2.01
Appuis	x-x	7.35	0,021	0,026	15.83	1,33	4T8	2.01
	y-y							

a. Espacement :

• Travée :

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

• Appuis :

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

b. Condition de non fragilité

$$\text{On a: } 12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$$

$$h = e = 18 \text{ cm}, b = 100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_s \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.53 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0.8\text{‰ pour les barres à haute adhérence.} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.87 \end{cases}$$

• Travée :

$$\text{Sens x-x : } A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.53 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

• Appuis :

$$\text{Sens x-x : } A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.53 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

c. Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{14.80 \times 4.55 \times 5.20}{2 \times 4.55 + 5.20} = 24.48 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 22.44 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x, T_y) = 24.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{24.48}{1000 \times 160} = 0.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

III.5.3.3 Vérification à L'ELS :

a. Évaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.87 \text{ alors } \begin{cases} \mu_x = 0.055 \\ \mu_y = 0.812 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 12.02 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 9.76 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 9.01 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 8.29 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 M_x = 4.05 \text{ KN.M} \end{cases}$$

b. État limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire

c. État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(y - d') A'_s - n A_{st} (d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A_{st} (d - y)^2 + n A'_s (d - y)$$

y : Distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie

$$n = 15$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-15 : Vérification à l'ELS

		$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	(x-x)	9.01	3.14	3.41	8787.45	3.49	vérifiée
	(y-y)	8.29	2.01	2.81	5984.98	3.89	
Appuis		4.05	2.01	2.81	5984.98	1.90	

III.5.4 Dalle pleine en RDC

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7.08 + 1,5 \times 5 = 17.05 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 7.08 + 5 = 12.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.55}{5.2} = 0.87 > 0.4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

III.5.4.1 Calcul des moments :

$$\rho = 0.87 \begin{cases} \mu_x = 0.048 \\ \mu_y = 0.731 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 0.048 \times 17.05 \times 4.55^2 = 16.94 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.731 \times 16.94 = 12.38 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75M_x = 0,75 \times 16.94 = 12.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 0,85 \times 12.38 = 10.79 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 0,5 \times 16.94 = 8.47 \text{ KN.m}$$

III.5.4.2 Ferrailage de la dalle :

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-16 : Ferrailage de la dalle

	Sens	M_u (KN. m)	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)
Travée	x-x	12.7	0.034	0.043	15.72	2.32	4T10	3.14
	y-y	10.79	0.03	0,038	15.75	1.96	4T8	2.01
Appuis	x-x	8.47	0.024	0,03	15.8	1.54	4T8	2.01
	y-y							

a. Espacement :

- Travée :

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

- Appuis :

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

a. Condition de non fragilité

On a: $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$$h = e = 18 \text{ cm}, b = 100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_s \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1.53 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0.8\% \text{ pour les barres à haute adhérence.} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.87 \end{cases}$$

- Travée :

$$\text{Sens x-x : } A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.53 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

- Appuis :

$$\text{Sens x-x : } A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.53 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{17.05 \times 4.55 \times 5.20}{2 \times 4.55 + 5.20} = 28.21 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 25.85 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x, T_y) = 28.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28.21}{1000 \times 160} = 0.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

III.5.4.3 Vérification à L'ELS :**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.87 \text{ alors } \begin{cases} \mu_x = 0.055 \\ \mu_y = 0.812 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 13.75 \text{ KN.m} \\ M_x = \mu_y M_y = 11.16 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 10.31 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 9.48 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 M_x = 6.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire

c. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(y - d') A'_s - n A_{st} (d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A_{st} (d - y)^2 + n A'_s (d - y)$$

y : Distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie

n = 15

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-17 : Vérification à l'ELS

		$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	(x-x)	10.31	3.14	3.41	8787.45	4	vérifiée
	(y-y)	9.48	2.01	2.81	5984.98	4.45	
Appuis		6.87	2.01	2.81	5984.98	3.22	

III.5.5 Vérification de flèche(BAEL art B.7.5)[3]

La vérification de flèche n'est pas indispensable dans les cas suivants :

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} = 0.039 > \frac{M_t}{20M_x} = 0.037 \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ \frac{A}{bd} = 0.0019 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifié} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L_y} = 0.034 > \frac{M_t}{20M_x} = 0.037 \dots \dots \dots \text{non vérifié} \\ \frac{A}{bd} = 0.0019 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifié} \end{cases}$$

La flèche n'est pas vérifiée

- Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.05 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec

I_{fi} : L'inertie fissurée

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

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 5622.33 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.77$$

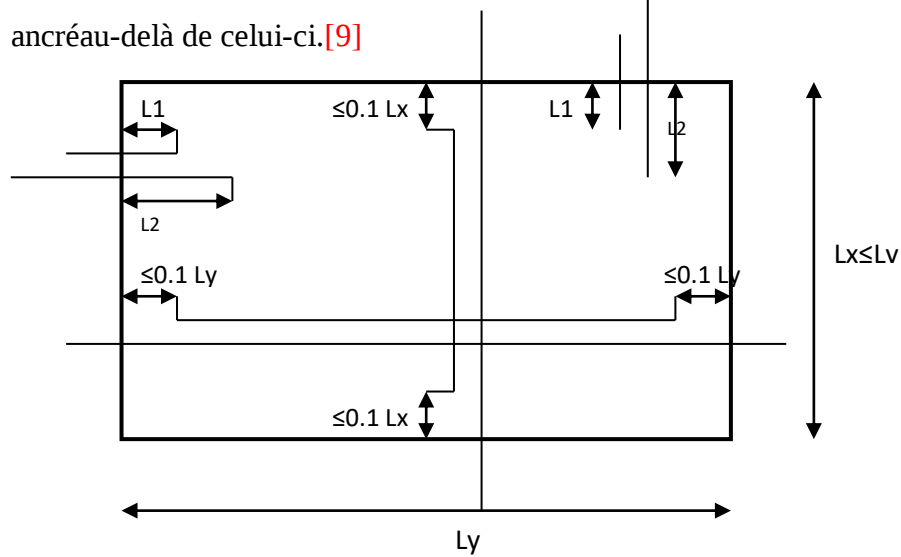
$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 11.05$$

$$f = \frac{10.79}{10 \times 32164.2 \times 5622.33} = 0.00000005 \leq \bar{f} = 0.05 \text{ cm} + \frac{520}{1000} = 0.57 \text{ cm}$$

$f = 0.00000005 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.57 \text{ cm}$. Donc la flèche est Vérifiée.

III.5.6 Arrêt des barres :

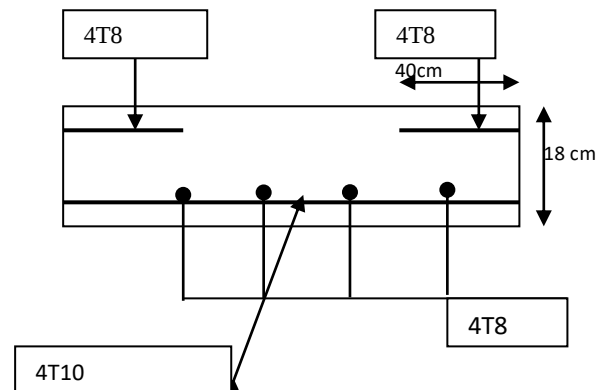
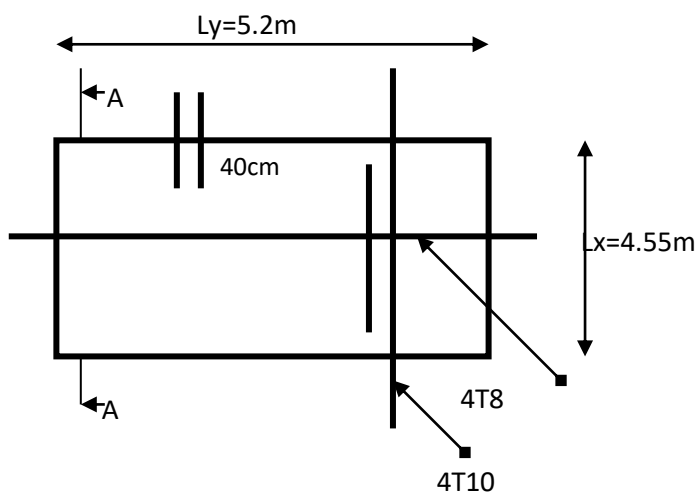
Arrêt armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers transvasant le contour étant ancrés au-delà de celui-ci. [9]



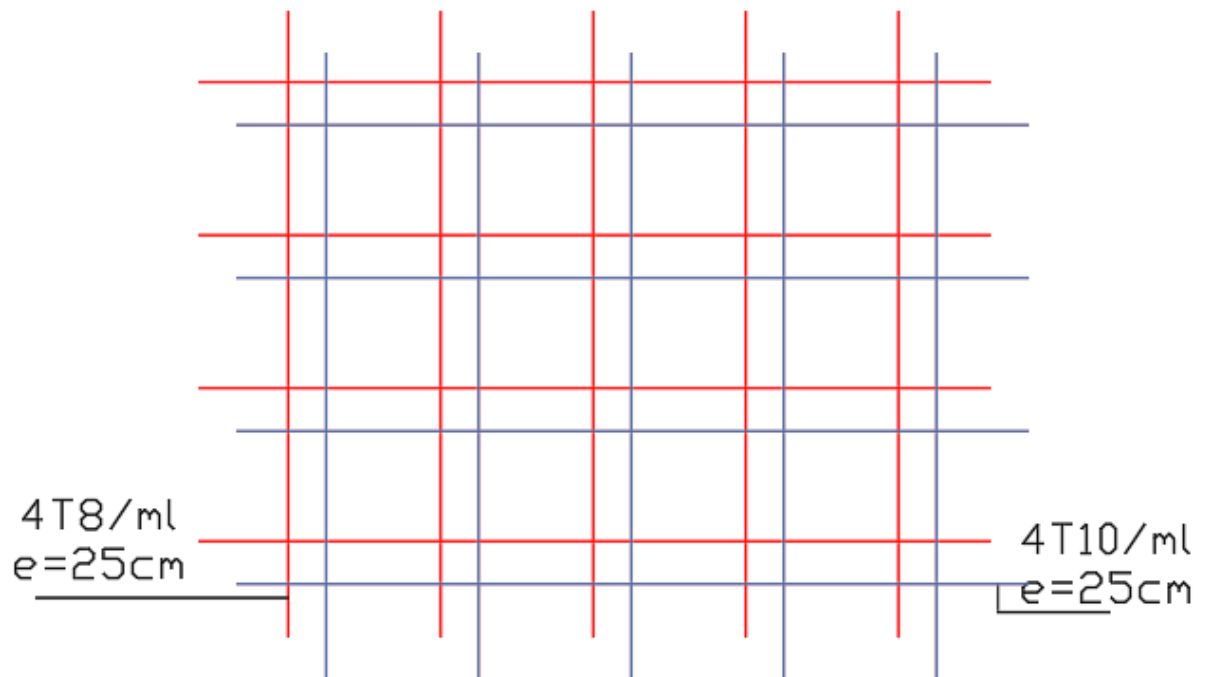
Avec :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} L_s = 40\Phi(\text{FeE400}) \\ \frac{1}{4} \left(0.3 + \frac{M_a}{M_0} \right) L_s \end{array} \right. \quad L_2 = \max \left\{ \begin{array}{l} L_s = 40\Phi(\text{FeE400}) \\ \frac{L_1}{2} \end{array} \right.$$

Donc : $L_1 = 40\text{cm}$, $L_2 = 40\text{cm}$



III.5.7 Schéma de ferrailage :

**Figure III-14** : schéma de ferrailage de la dalle pleine.

III.6 Etude des balcons :

III.6.1 Définition :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, le calcul du balcon se fait selon le mode de fonctionnement et tout dépend de la configuration de la dalle (condition aux limites)

Dans notre cas le balcon est une dalle pleine encastrée dans une poutre donc il sera calculé comme une poutre console

III.6.2 Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} G = 6.08 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.45 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{ql^2}{2} = \frac{14.45 \times 1.50^2}{2} = 15.13 \text{ KN.m}$$

$$T_u = ql = 14.45 \times 1.5 = 21.67 \text{ KN}$$

❖ ELS

$$q_s = G + Q = 9.58 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{ql^2}{2} = \frac{9.58 \times 1.50^2}{2} = 10.77 \text{ KN.m}$$

III.6.3 Ferrailage :

Le balcon soumis à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-18 : Ferrailage de balcon

Désignation	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A^{cal}(\text{cm}^2)$
Travée	15.13	0.04	0.05	15.68	2.77

a. Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1)[3]

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

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal})$$

$$\text{Donc : } A_s = 2.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

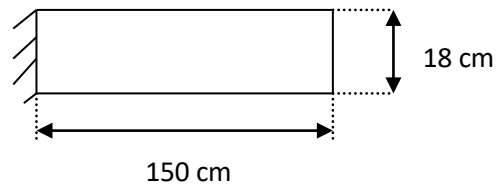


Figure III-15 : schéma d'un balcon.

b. Les armatures de répartition

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{2.77}{4} = 0.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de 20 cm.}$$

III.6.4 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1)[3]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{21.67}{1000 \times 160} = 0.13 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.5 Vérification à l'ELS :**a. Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 F_{c28}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(y - d') A'_s - n A_{st} (d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A_{st} (d - y)^2 + n A'_s (d - y)$$

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

$$n = 15$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.34 \times 3.57}{5633.84} = 7.18 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPaC.V}$$

b. Etat limite d'ouverture de fissure

La contrainte de traction dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

La fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \Rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \sigma_b = 7.18 \times 15 = 107.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 107.7 \leq \overline{\sigma_{st}} = 266.66 \text{ MPaC.V}$$

III.6.6 Vérification de la flèche :(BAEI B.6.5, 1)[3]

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow M_t = 0.85 M_o \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.10 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (\text{C.V}) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{1000 \times 130} = 0.003 \leq 0.0105 \quad (\text{C.V}) \\ 3: \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{150} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C.V}) \end{array} \right.$$

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

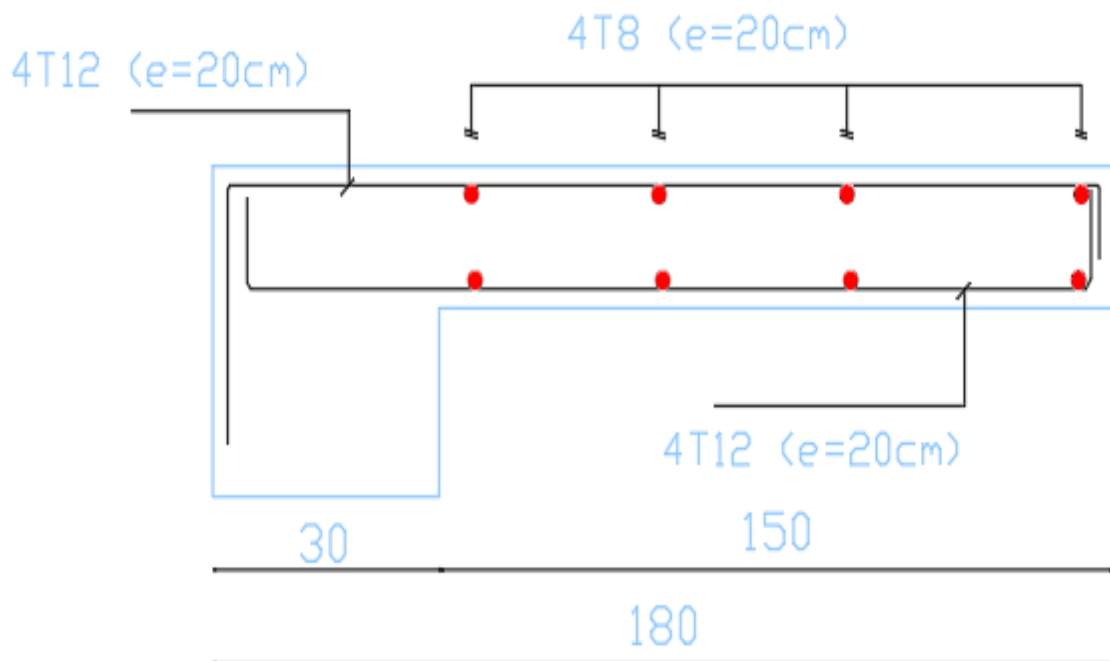
III.6.7 Schéma de ferrailage

Figure III-16 : ferrailage de balcon.

III.7 Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA93 et le RPA99 version 2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

Chapitre IV

Étude sismique et dynamique

IV.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre ; les secousses sismiques, ont sans doute des effets les plus destructeurs notamment dans les zones de fortes sismicité.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2 Objectif de l'étude :

L'objectif principal de l'étude dynamique se résume en la détermination et l'analyse de la réponse d'une structure à une agression sismique, c'est-à-dire déterminer les réactions et les efforts internes causés par cette action afin assurer une protection acceptable des constructions pour sauvegarder le plus grande nombre de vie humaine.

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 pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

IV.3 choix de la méthode de calcul :

Selon le règlement parasismique Algérien RPA (art 4.1.1)[1], Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes : qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon l'article 4.1.2 du RPA (Zone III et groupe d'usage 2, et sa hauteur dépasse les 30 m)[1]. Cette méthode nous servira de vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par la méthode dynamique.

Pour notre projet, on utilisera donc la 2^{ème} méthode (modale spectrale).

IV.4 Résultante des forces sismiques de calcul

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 déterminée

par la méthode statique équivalente “V” pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Selon l'article 4.2.1[1]: Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $= \frac{0,8V}{V_t}$.

IV.5 Analyse dynamique :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permettant la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.5.1 Caractéristiques dynamiques propres[10] :

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M] \{\ddot{x}(t)\} + [K] \{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}(t)\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, ce sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

$$\text{Ce qui est donné par : } \left\{ x(t) \right\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$ Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée "**Équation caractéristique**".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2).

Les (n) solutions ($\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

À chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale.

IV.6 Modélisation de la structure étudiée :

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 des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, 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 le plus approprié pour les bâtiments de grand hauteur : il s'agit du ETABS v 9.7.0

a. Description du logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Eurocode, UBC, ACI...etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (Autocad, SAP2000).[\[11\]](#)

b. Modélisation des éléments structuraux (la rigidité)

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.L.L) par nœud.
- Etabs prend par défaut la portée mesurée entre nus des appuis ce qui 'est convenable avec les recommandations du BAEL« l'article B.6.1.1 » qui recommande calcul de la portée des poutres à nus des appuis. [\[3\]](#)
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds maillées.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

c. Modélisation de la masse.

- La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé à savoir 25 KN /m^3 .
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des nœuds correspondants à leur emplacement.
- Les planchers ne sont pas modélisés, leurs charges sont réparties suivant les poutres porteuses.

- Les balcons sont modélisés comme des dalles pleines, avec une extension de cette dernière dans la moitié du plancher (dalle en corps creux), cette modélisation est justifiée pour ne pas avoir la torsion de poutre porteuse du balcon et éviter le contre poids.

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations avec une minoration : $W = G + \beta \times Q$

Avec :

$\beta=0.2$ (cas des bâtiments d'habitation) RPA Tableau 4.5 [1]

IV.7 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

- L'ouvrage est classé groupe d'usage 2
- Le bâtiment est implanté dans la wilaya de BLIDA (zone sismique III).

(RPA Tableau 4.1) [1] $\Rightarrow A=0,25$.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (RPA tableau 4.2) [1]. $\Rightarrow \xi = 8.5$.

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.816 \geq 0.7$$

Donc $\eta = 0,816$.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de Contreventement (RPA tableau (4.3) [1]

On supposant que notre système de contreventement est un système Mixte portiques/voiles avec interaction. Alors $R = 5$.

Q : Facteur de qualité (RPA tableau 4.4)[1]

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_i$$

P : pénalité à retenir selon le tableau (tableau 4-4 valeurs des pénalités[1]).

Tableau IV-1 : Valeur de facteur de qualité.

Critère q	P _q	
	Sens-X	Sens-Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1 + \sum_{i=1}^6 p_i = 1,1 \\ Q_y = 1 + \sum_{i=1}^6 p_i = 1,05 \end{cases}$$

T₁ et T₂: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA tableau 4.7)[1]

Tableau IV-2 : Valeurs des périodes caractéristiques T₁, T₂.

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

Donc pour notre site (sol meuble) :

$$T_1 = 0.15 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec}$$

D'après les valeurs précédant on aura le spectre de réponse suivant :

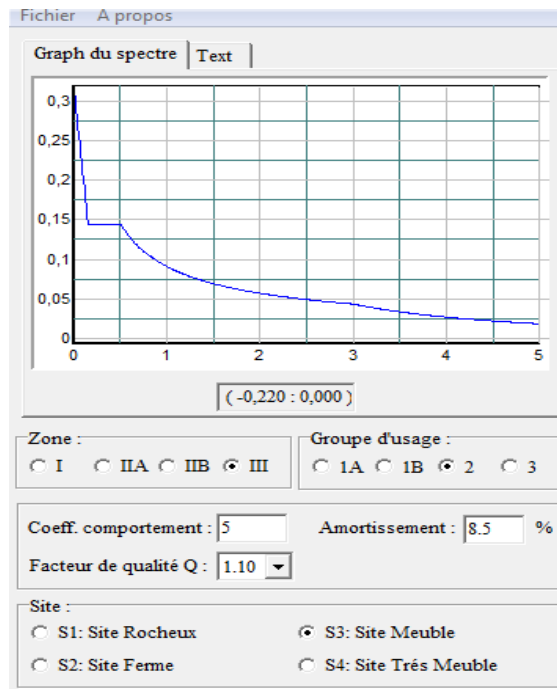


Figure IV-1 : Spectre de réponse de la structure

VI .8 Résultats de calcul et Vérification de la structure selon le RPA

Pour le calcul dynamique on a utilisé la méthode modale spectrale.

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. Le calcul numérique qui facilite la tâche et le temps de calcul a été utilisé en se basant sur le logiciel ETABS v 9.7.0

a. Disposition des voiles :

Après plusieurs tentatives de disposition des voiles, (des modifications en nombre et en dimensions) afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles –portiques), on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du **RPA99/2003**.

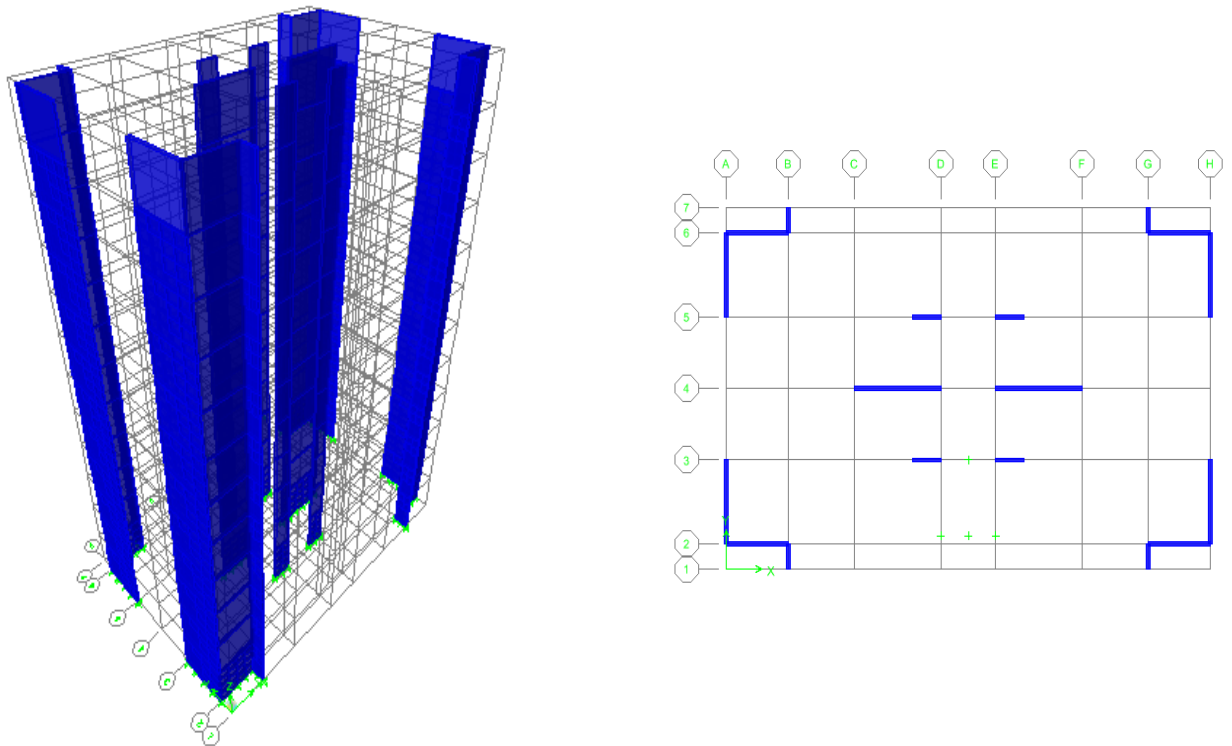


Figure IV-2 : Vu en plan et en 3D des voiles

b. facteurs de participation massique :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003

(RPA art:4.3.4)[1] doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV-3 : Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,793069	0	64,2102	0	0	64,2102	0	0
2	0,752827	64,9842	0	0	64,9842	64,2102	0,0068	0,0068
3	0,501605	0,0106	0	0	64,9948	64,2102	64,2414	64,2482
4	0,182461	0,0002	19,6539	0	64,995	83,8641	0	64,2482
5	0,179091	19,6696	0,0002	0	84,6646	83,8643	0	64,2482
6	0,111958	0	0	0	84,6646	83,8643	21,0177	85,2659
7	0,08091	7,18	0,001	0	91,8447	83,8653	0,0001	85,266
8	0,079985	0,0009	7,1674	0	91,8456	91,0327	0,0001	85,2662
9	0,054453	0,2306	0	0	92,0762	91,0327	0,1932	85,4594
10	0,052236	0,0145	0	0	92,0908	91,0328	0,0627	85,5221
11	0,05026	1,7557	0,0001	0	93,8465	91,0329	3,4592	88,9814

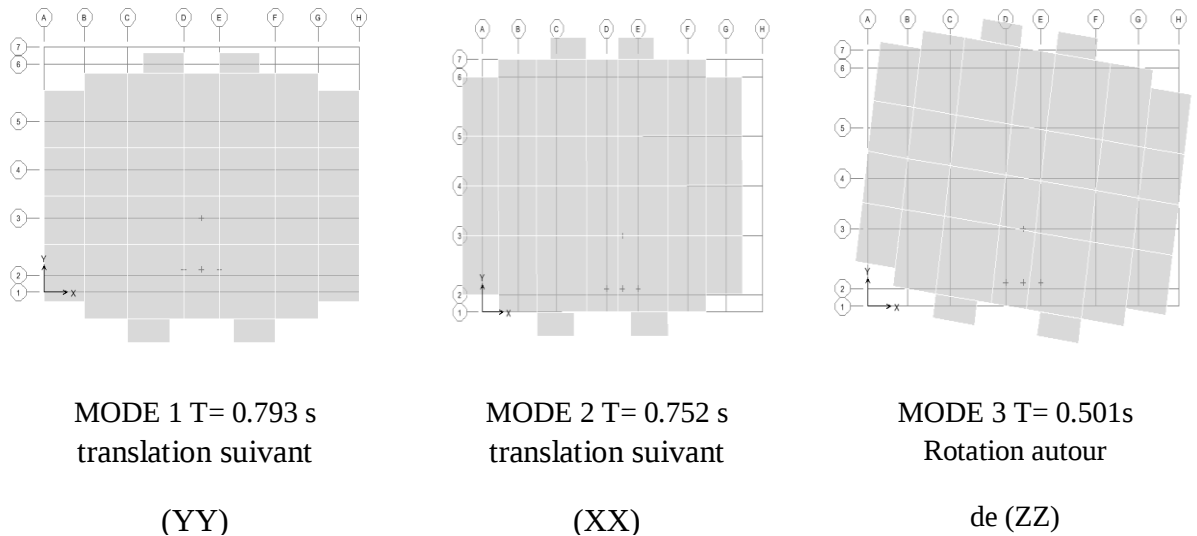


Figure IV-3 : les modes de déformation.

Constatation :

- Ce modèle présente une période fondamentale : $T_y = 0.793s$
- Les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation.
- Le 3^{eme} mode est un mode de rotation.
- Les 8 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90%[1].

c. Vérification de la période :

Selon l'article 4.2.4.4 de RPA[1] La valeur de la période « T » fondamentale calculée à partir de logiciel ETABS ($T=0,79 s$) ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA[1].

T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$\text{On donc : } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$N \Rightarrow h_N = 36.72m$.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le Tableau (4.6). $\Rightarrow C_T = 0.05 \Rightarrow T = 0.05 (36.72)^{3/4} = 0.745 s$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Note: il y a lieu de retenir dans chaque direction et chaque formule considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par les formules (4.6) et (4.7)

❖ **Dans le sens longitudinal :**

$$\text{D'où ; } D=26.1\text{m} \quad \text{donc} \Rightarrow T = 0.09 \frac{36.72}{\sqrt{26.1}} = 0.65 \text{ S}$$

$$T_x = \min (0,745\text{s}, 0,65\text{s})$$

$$\text{Donc : } T_x = 0,65 \text{ s}$$

❖ **Dans le sens transversal :**

$$\text{D'où ; } D=17.75\text{m} \quad \text{donc} \Rightarrow T = 0.09 \frac{36.72}{\sqrt{17.75}} = 0.78 \text{ S}$$

$$T_y = \min (0,745 \text{ s}, 0,78 \text{ s})$$

$$\text{Donc : } T_y = 0,745\text{s}$$

Interprétation :

Les périodes calculée à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30%.

$$T_{\text{empirique}} = 0.65 \times 1.3 = 0.85\text{s} > T_{\text{numérique}} = 0.793\text{s}.$$

Donc la condition est vérifiée.

d. Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 de RPA[1], la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{sta.}$, nous avons :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003 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 déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments..) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

-Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

Soit : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$ (RPA art 4, 2,3)[1]

Donc tous les paramètres sont calculés sauf le facteur d'amplification dynamique moyens D et le poids de la structure W .

Le facteur d'amplification dynamique moyens D_L et D_T , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

❖ Sens longitudinal :

On a : $T_2 < T < 3 \text{ s} \Rightarrow 0.50 < 0.646 < 3 \text{ s}$

Donc : $D_L = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow D_L = 1.72$

❖ Sens transversal :

On a : $T_2 < T < 3 \text{ s} \Rightarrow 0.4 < 0.784 < 3 \text{ s}$

Donc : $D_T = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow D_T = 1.51$

- **Poids de la structure W :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec; } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4.5)$$

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). Avec : $\beta = 0.20$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS 9.7.0 la valeur trouvé est : $W = 65225.61 \text{ KN}$.

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

Paramètres	Résultats
A	0,25
D_x, D_y	1,72 , 1,51
Q_x, Q_y	1,10 ; 1.05
R	5
W	65225.61KN
T_x	0,65s
T_y	0,78s
η	0,816

Tableau IV-4 : Vérification de l'effort tranchant à la base

	$V_{sta}(KN)$	$V_{dy}(KN)$	$\frac{V_{dy}}{V_{sta}}$	Observation
Sens x-x	6170.34	4901.13	0.8	vérifie
Sens y-y	5170.76	4728.76	0.91	Vérifie

IV.9 L'excentricité accidentelle : (RPA art 4.3.7)[1]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Sens x-x : $e_{acc.x} = 0.05L_x = 0.05 \times 26.1 = 1.305 \text{ m}$

Sens y-y : $e_{acc.y} = 0.05L_y = 0.05 \times 17.75 = 0.887 \text{ m}$

Tableau IV-5 : Excentricité théorique et accidentelle.

Etag	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité Théorique		Excentricité Accidentelle	
	X_{cm}	Y_{cm}	X_{ct}	Y_{ct}	e_x	e_y	$e_{acc.x}$	$e_{acc.y}$
11	12,8	8,596	12,801	8,379	-0,001	0,217	1.305	0.887
10	12,806	8,678	12,801	8,376	0,005	0,302	1.305	0.887
9	12,809	8,636	12,801	8,381	0,008	0,255	1.305	0.887
8	12,809	8,615	12,801	8,389	0,008	0,226	1.305	0.887
7	12,714	8,644	12,801	8,401	-0,087	0,243	1.305	0.887
6	12,8	8,629	12,8	8,417	0	0,212	1.305	0.887
5	12,801	8,605	12,8	8,436	0,001	0,169	1.305	0.887
4	12,818	8,602	12,8	8,459	0,018	0,143	1.305	0.887
3	12,8	8,628	12,8	8,487	0	0,141	1.305	0.887
2	12,775	8,61	12,801	8,517	-0,026	0,093	1.305	0.887
1	12,8	8,627	12,801	8,551	-0,001	0,076	1.305	0.887
RDC	12,795	8,751	12,802	8,576	-0,007	0,175	1.305	0.887

Donc la condition est vérifiée

IV.10 Vérification vis-à-vis des déplacements :(RPA Art 4.4.3)[1]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ avec:}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement ($R=5$)

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage

$$\Delta_k < 1\% h_e$$

h_e : La hauteur de l'étage

Tableau IV-6 : Vérification des déplacements

Etag	Sens x-x			Sens y-y			0.01 h_e
	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	
11	0,0224	0,112	0.011	0,0241	0,1205	0.013	0.0306
10	0,0202	0,101	0.012	0,0216	0,108	0.013	0.0306
9	0,0178	0,089	0.012	0,019	0,095	0.013	0.0306
8	0,0155	0,0775	0.012	0,0164	0,082	0.013	0.0306
7	0,0131	0,0655	0.012	0,0138	0,069	0.013	0.0306
6	0,0107	0,0535	0.011	0,0113	0,0565	0.013	0.0306
5	0,0085	0,0425	0.011	0,0088	0,044	0.011	0.0306
4	0,0063	0,0315	0.009	0,0066	0,033	0.011	0.0306
3	0,0044	0,022	0.008	0,0045	0,0225	0.008	0.0306
2	0,0027	0,0135	0.006	0,0028	0,014	0.007	0.0306
1	0,0014	0,007	0.005	0,0014	0,007	0.005	0.0306
RDC	0,0004	0,002	0.002	0,0004	0,002	0.002	0.0306

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Sens(x-x) : $\Delta_{kmax} = 0.012 < 1\%h_e = 0.0306 \text{ m}$

Sens (y-y) : $\Delta_{kmax} = 0.013 < 1\%h_e = 0.0306 \text{ m}$

IV.11 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Selon l'article (5.9) de RPA, les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges des exploitations associés au-dessus du niveau "K".

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "K" ($V_K = \sum F_i$).

Δ_K : déplacement relatif du niveau "K".

h_K : hauteur de l'étage "K".

Si $0.10 \leq \theta_K \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur:

$$\frac{1}{1 - \theta_K}$$

Si $\theta_K > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens x-x :

Tableau IV-7 : Vérification à l'effet P- Δ sens x-x

Étage	P_k	Δ_{kx}	V_{kx}	h_k	θ
11	5096,22	0.011	1028,01	3.06	0.017
10	10288,69	0.012	1718,02	3.06	0.023
9	15489,75	0.012	2288,54	3.06	0.026
8	20741,12	0.012	2779,3	3.06	0.029
7	25962,14	0.012	3207,73	3.06	0.032
6	31272,41	0.011	3581,76	3.06	0.031
5	36599,43	0.011	3900,79	3.06	0.033
4	42034,51	0.009	4170,62	3.06	0.029
3	47479,42	0.008	4401,13	3.06	0.028
2	53058,11	0.006	4600,9	3.06	0.023
1	58654,49	0.005	4766,74	3.06	0.02
RDC	65225,61	0.002	4901,13	3.06	0.008

Sens y-y:

Tableau IV-8 : Vérification à l'effet P- Δ sens y-y

Étage	P_k	Δ_{ky}	V_{ky}	h_k	θ
11	5096,22	0.013	1036,4	3.06	0.02
10	10288,69	0.013	1677,46	3.06	0.026
9	15489,75	0.013	2221,18	3.06	0.029
8	20741,12	0.013	2686,6	3.06	0.032
7	25962,14	0.013	3091,47	3.06	0.035
6	31272,41	0.013	3445,73	3.06	0.038
5	36599,43	0.011	3748,96	3.06	0.035
4	42034,51	0.011	4008,99	3.06	0.037
3	47479,42	0.008	4232,43	3.06	0.029
2	53058,11	0.007	4429,62	3.06	0.027
1	58654,49	0.005	4595,08	3.06	0.021
RDC	65225,61	0.002	4728,76	3.06	0.009

$\theta_k < 0.1$ Donc l'effet $P - \Delta$ est négligeable pour les deux directions transversales et longitudinales.

IV.12 L'effort normal réduit dans les poteaux :

Selon l'Art (7.4 .3 .1) de RPA [1], dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de compression.

B_c : Section du béton comprimé

Selon le CBA, dans le chapitre B.8.2[4], (combinaisons d'actions à considérer) dans le l'Article B.8.2.2 (Poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme), il y a ce qui suit: "Les combinaisons d'action à considérer sont celles données par le DTR.BC 2.48 auxquelles il y a lieu de se référer. Donc pour un ouvrage avec des voile (mixte)

G+Q+ Ex,y

G+Q- Ex,y

Tableau IV-9: Vérification de l'effort normal réduit

Poteaux	$B_r(m^2)$	$N_d(KN)$	v	Observation
50x55	0.275	1705.75	0.24	C.V
45x50	0.225	1507.96	0.27	C.V
40x45	0.18	1221.42	0.27	C.V
40x35	0.14	944.11	0.26	C.V
35x35	0.123	674.82	0.21	C.V
30x35	0.105	407.58	0.15	C.V

IV.13 Vérification au renversement (RPA99/VERS03 Art.5.5.):

.Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{\sum W_k \cdot b_i}{\sum F_k \cdot h_k} \geq 1.5 \text{ Avec :}$$

W_k : Le poids calculé à chaque niveau

b_i : Centre de gravité de la structure a chaque niveau

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage k

h_k : La hauteur de l'étage k

Sens x-x :

Tableau IV-10 : Vérification au renversement x-x

Etage	W_k	b_i (m)	$W_k \times b_i$	F_{kx} (KN)	h_k (m)	$F_{kx} \times h_k$
11	5096,22	13.05	67524,915	1028,01	3.06	3145,7106
10	10288,69	13.05	136325,143	1718,02	6.12	10514,2824
9	15489,75	13.05	205239,188	2288,54	9.18	21008,7972
8	20741,12	13.05	274819,84	2779,3	12.24	34018,632
7	25962,14	13.05	343998,355	3207,73	15.30	49078,269
6	31272,41	13.05	414359,433	3581,76	18.36	65761,1136
5	36599,43	13.05	484942,448	3900,79	21.42	83554,9218
4	42034,51	13.05	556957,258	4170,62	24.48	102096,778
3	47479,42	13.05	629102,315	4401,13	27.54	121207,12
2	53058,11	13.05	703019,958	4600,9	30.6	140787,54
1	58654,49	13.05	777171,993	4766,74	33.66	160448,468
RDC	65225,61	13.05	864239,333	4901,13	36.72	179969,494
	$\Sigma W_k \cdot b_i$		5457700.18	$\Sigma F_k \cdot h_k$		971591.126

$$\frac{\Sigma W_k \cdot b_i}{\Sigma F_k \cdot h_k} = 5.62 \geq 1.5 \text{ Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

Tableau IV-11: Vérification au renversement y-y

Étage	$W_k(\text{KN})$	$b_i \text{ (m)}$	$W_k \times b_i$	$F_{ky} \text{ (KN)}$	$h_k \text{ (m)}$	$F_{kx} \times h_k$
11	5096,22	8.87	45203,4714	1036,4	3.06	3171,384
10	10288,69	8.87	91260,6803	1677,46	6.12	10266,0552
9	15489,75	8.87	137394,083	2221,18	9.18	20390,4324
8	20741,12	8.87	183973,734	2686,6	12.24	32883,984
7	25962,14	8.87	230284,182	3091,47	15.30	47299,491
6	31272,41	8.87	277386,277	3445,73	18.36	63263,6028
5	36599,43	8.87	324636,944	3748,96	21.42	80302,7232
4	42034,51	8.87	372846,104	4008,99	24.48	98140,0752
3	47479,42	8.87	421142,455	4232,43	27.54	116561,122
2	53058,11	8.87	470625,436	4429,62	30.6	135546,372
1	58654,49	8.87	520265,326	4595,08	33.66	154670,393
RDC	65225,61	8.87	578551,161	4728,76	36.72	173640,067
	$\Sigma W_k \cdot b_i$		3653569.85	$\Sigma F_k \cdot h_k$		936135.702

$$\frac{\Sigma W_k \cdot b_i}{\Sigma F_k \cdot h_k} = 3.90 \geq 1.5 \text{ Condition vérifiée}$$

IV.14 Vérification de l'interaction voiles portiques :

Les charges horizontales et verticales 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.

Selon le RPA (art 3.4.4.a) [1], l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont Satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a. Sous charges verticales

$$\frac{\Sigma F_{\text{portique}}}{\Sigma F_{\text{portique}} + \Sigma F_{\text{voil}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{portique}}}{\Sigma F_{\text{portique}} + \Sigma F_{\text{voil}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV-12 : Vérification de l'interaction sous charges verticales

Étage	Voile (KN)	Portique (KN)	Portique%	Voile%
RDC	20333,12	44892.49	68.82	31.18
1	18672,33	39982.16	68.16	31.84
2	17694,78	35363.33	66.65	33.35
3	16348,13	31131.29	65.56	34.44
4	14813,86	27220.65	64.75	35.25
5	13927,82	22671.61	61.94	38.06
6	11865,63	19406.78	62.05	37.95
7	10118,89	15843.25	61.02	38.98
8	8182,67	12557.45	60.54	39.46
9	6643,05	8846.7	57.11	42.89
10	4189,86	6098.83	59.27	40.73
11	2723,98	2372.24	46.54	53.46

L'interaction sous charge verticale est non vérifiée

b. Sous charges horizontales

$\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voil}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voil}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

Remarque: lorsque le règlement dit « les portiques doivent reprendre 25% de... » Ou bien « les voiles reprennent 100% de ... », ce n'est pas une vérification à faire pour classer le système de contreventement, mais c'est une exigence pour le dimensionnement après avoir déjà choisi le système de contreventement.

Pour chaque direction (x,y), une fois l'analyse du système mixte est achevée, on relance une autre analyse du système portique (en supprimant les voiles) sous 25% de la charge sismique. Pour chaque portique dans cette direction, 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.

Tableau IV-13 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Voile (KN)	Portique(KN)	P%	V%	Voile (KN)	Portique (KN)	P%	V%
RDC	4102,76	798.37	16	84	2087,88	2640.88	55	45
1	3430,03	1336.71	28	72	2026	2569.08	55	45
2	3237,28	1363.62	29	71	1824,19	2605.43	58	42
3	3062,37	1338.76	30	70	1737	2495.43	58	42
4	2758,58	1412.04	33	67	1554,93	2454.06	61	39
5	2752,05	1148.74	29	71	1537,91	2211.86	58	42
6	2294,71	1287.05	35	65	1292,39	2153.34	62	38
7	2113,7	1094.03	34	66	1141,82	1949.65	63	37
8	1755,72	1023.58	36	64	999,56	1687.04	62	38
9	1436,6	851.94	37	63	872,13	1349.05	60	40
10	1007,01	711.01	41	59	658,04	1019.42	60	40
11	627,95	400.06	38	62	556,05	479.35	46	54

L'interaction sous charge horizontales est non vérifiée.

Tableau IV-14 : choisir l'effort de dimensionnement.

Niveau	Portique sans voile (25%)			Portique avec voile		
	W	E_x	E_y	W	E_x	E_y
RDC	52710,21	2524,59	549,78	44892.49	798.37	2640.88
1	47208,56	2465,9	948,98	39982.16	1336.71	2569.08
2	42681,65	2384,8	1273,96	35363.33	1363.62	2605.43
3	38172,43	2266,17	1522,08	31131.29	1338.76	2495.43
4	33796,99	2122,57	1733,64	27220.65	1412.04	2454.06
5	29431,38	1966,5	1927,72	22671.61	1148.74	2211.86
6	25173,83	1798,27	2108,81	19406.78	1287.05	2153.34
7	20933,03	1618,52	2274,58	15843.25	1094.03	1949.65
8	16781,48	1414,87	2428,74	12557.45	1023.58	1687.04
9	12599,58	1172,6	2557,92	8846.7	851.94	1349.05
10	8467,99	873,79	2648,51	6098.83	711.01	1019.42
11	4344,99	506,69	2710,38	2372.24	400.06	479.35

Dans notre cas l'effort tranchant des auto-stables sous 25% soit supérieure à celui des portiques du système mixte sous 100%, Alor on va dimensionner le portique avec l'effort tranchant des auto-stable sous 25%

IV.15 Conclusion :

La présence des voiles périphérique au niveau sous-sol forme un encastrement rigide on à constater au niveau de la galerie commercial que les déplacements sont nul, ce qui nous conduit de faire un calcul des déplacements à partir de ce niveau.

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet $P-\Delta$ et effort normal réduit... etc).

Les sections des poteaux et des .poutres déjà définies par le pré dimensionnement.

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

Après l'évaluation des charges et surcharges revenant à chaque élément de la structure porteuse du bâtiment étudié (poteaux, poutres et voiles), vient le calcul du ferrailage. Ce dernier est réalisé en respectant les règles de calcul en vigueur en Algérie (CBA93, BAEL91 et RPA99/2003).

V.1.1 Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau).
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

Tableau V-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	γ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,5	1	400	400

V.2 Étude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M »

dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Etabsv9.7.0), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

V.2.2 Rôles des poteaux en béton armé :

- Constituer les éléments porteurs du système poteaux-poutres par point d'appuis isolés.
- Supporter les charges verticales (efforts de compression dans les poteaux).
- Participe à la stabilité transversale (système poteau-poutres) pour combattre les efforts horizontaux (vents, séisme, dilatation).
- Service de chinage vertical.
- Limiter l'encombrement (surface réduite des poteaux).

V.2.3 Combinaisons de calcul :

En fonction de type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ Selon B.A.E.L 91[3] : (Combinaison fondamentale) :

- E L U $1,35 G + 1,5 Q$
- E L S $G + Q$

❖ Selon R.P.A 99[1] (situation accidentelle) :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$ avec E : charge due à la force sismique.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$N_{\max} \Rightarrow M \text{ correspondant} \Rightarrow A_1$

$M_{\max} \Rightarrow N \text{ correspondant} \Rightarrow A_2 \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$

$N_{\min} \Rightarrow M \text{ correspondant} \Rightarrow A_3$

❖ Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Section partiellement comprimée (SPC) :

Si l'effort normal étant un effort de compression, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, Si l'effort normal étant de compression, le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section.

- Section entièrement comprimée (SEC) : une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section totale rendue homogène.
- Section entièrement tendue (SET) : une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

V.2.4 Ferrailages des poteaux :

V.2.4.1 Condition de RPA99 et BAEL91 :

❖ RPA99/version 2003 (RPA Article 7.4.2)[1] :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- leur pourcentage minimal sera de 0.9% de la section de béton (Zone III).
- leur pourcentage maximal sera de 4% de la section de béton (en zone courante) et de 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur de recouvrement est de 50Φ .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré.

h_e : Hauteur d'étage.

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit :

❖ Selon le BAEL91[3]

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa}\right) \end{cases} \quad (\text{BAEL Art. III.3.a})[3]$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Φ_t : Diamètre des armatures transversales.

Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

❖ Selon le RPA99 version 2003[1]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\Phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0.3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{l_f}{a}\right)$.

a : Dimension de la section droite du poteau.

l_f : Longueur du flambement du poteau.

Tableau V-2 : Sollicitations des poteaux.

Section (cm ²)	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$		V (KN)
	N(KN.m)	M(KN.m)	N(KN.m)	M(KN.m)	N(KN.m)	M(KN.m)	
(50x55)	-2434.36	-4.556	73.011	506.97	789.34	11.459	85.92
(45x50)	-2145.97	-9.541	55.033	214.18	627.29	11.603	67.78
(40x45)	-1735.49	-8.605	49.585	-959.4	355.71	7.227	49.61
(35x40)	-1335.25	-6.693	54.457	-726.54	166.53	9.944	46.1
(35x35)	-948.77	-6.159	56.824	-513.01	71.61	1.906	39.86
(30x35)	-569.91	-6.21	60.583	-308.81	27.32	1.017	34.02

V.2.5 Exemple de calcul :

a. Armatures longitudinales :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

On prend le signe (-) dans la compression et le signe (+) dans la traction.

➤ 1^{er} cas : $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

$$\begin{cases} N_{\max} = -2434.36 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = -4.556 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{-4.556}{-2434.36} = 0.0018 \text{ m} = 0,18 \text{ cm}$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = 24.5 \quad \text{La section est entièrement comprimée. [12]}$$

$$M_{uA} = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_G \right) = -2434.36 (0.52 - 0.275 + 0.18) = -600.80 \text{ kN.}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{(d - d') \sigma_{s2}} = \frac{-600.80 \times 10^6}{(52 - 27.5) \times 347.83} = -0.70 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_{s2}} - A_1 = \frac{-2434360}{347.83} + 70 = 6.29 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 5.59 \text{ cm}^2$$

➤ 2^{ème} cas : $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{corr}}$

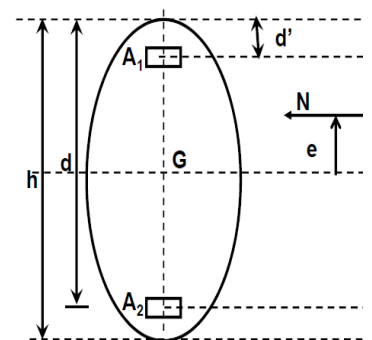
$$\begin{cases} N_{\text{corr}} = 506.97 \text{ kN} \\ M_{\max} = 73.011 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

e_0 : Excentricités de la résultante.



e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

- **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{73.011}{506.97} = 0.14 \text{ m}$$

- **Calcul l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right], \quad L : \text{longueur de la pièce (BAELA.4.3.5)[3].}$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.22 \text{ cm}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.14 + 0.02 = 0.16 \text{ m}$$

- **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée a la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

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

$3.89 \leq 5.81 \text{ cm}$ on détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 \cdot 2.14^2}{10^4 \cdot 0.55} \times (2 + 0.84 \times 2) = 0.009 \text{ m}$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{Q+M_G}} = \frac{15.02}{2.75 + 15.02} = 0.84$$

Donc :

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.16 + 0.009 = 0.169 \text{ m} = 16.9 \text{ cm.}$$

$$M_2 = (N_u - (b \times h \times f_{bu})) \left(\frac{h}{2} - d' \right) = [506.97 - (0.5 \times 0.55 \times 14200)] (0.275 - 0.03)$$

$$M_2 = -832.517 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - [(0.337h - 0.81d') \times (b \times h \times f_{bu})]$$

$$= 506.97(0.275 - 0.03) - [(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times (0.5 \times 0.55 \times 14200)]$$

$$M_3 = -535.14 \text{ KN.m}$$

$$M_u \leq M_2$$

$$M_u \geq M_3$$

$$\Psi = \frac{0.3754b \times h^2 \times f_{bu} + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.871h - d')b \times h \times f_{bu}}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 0.5 \times 0.55^2 \times 14200 + 506.97(0.275 - 0.03) - 73.011}{(0.871 \times 0.55) - 0.03)(0.5 \times 0.55 \times 14200)} = 0.49$$

Donc $\Psi \leq 0.8095$

La section est partiellement tendue et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_u = N_u \cdot e = 506.97 \times 0.169 = 85.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 85.68 + 506.97(0.52 - 0.275) \Rightarrow M_{ua} = 209.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{209.88 \times 10^6}{500 \times 520^2 \times 14.2} = 0.109 < \mu_1 = 0.391 \dots \dots \dots A_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.109})$$

$$\alpha = 0.14$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.52 (1 - 0.4 \times 0.14) = 0.49 \text{ m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \sigma_s}$$

$$A_{u1} = \frac{209.88 \times 10^6}{490 \times 348} = 12.30 \text{ cm}^2$$

➤ 3^{eme} cas : $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

$$\begin{cases} N_{\min} = 789.34 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = 11.459 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

e_0 : Excentricités de la résultante.

e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

• **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{11.459}{789.34} = 0.014 \text{ m}$$

• **Calcul l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right], \quad L : \text{longueur de la pièce (BAELA4.3.5)} [3]$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.22 \text{ cm}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.014 + 0.02 = 0.016\text{m}$$

• **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

Selon l'article (A.4.3.5) du CBA93[4], l'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

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

$3.89 \leq 5.81$ cm on détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 \cdot 2.14^2}{10^4 \cdot 0.55} \times (2 + 0.84 \times 2) = 0.009\text{m}$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{15.02}{2.75 + 15.02} = 0.84$$

Donc :

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.016 + 0.009 = 0.025\text{m} = 2.5\text{cm}.$$

$$M_2 = (N_u - (b \times h \times f_{bu})) \left(\frac{h}{2} - d' \right) = [789.34 - (0.5 \times 0.55 \times 14200)](0.275 - 0.03)$$

$$M_2 = -763.33\text{KN.m}$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - [(0.337h - 0.81d') \times (b \times h \times f_{bu})]$$

$$= 789.34(0.275 - 0.03) - [(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times (0.5 \times 0.55 \times 14200)]$$

$$M_3 = -435.51\text{KN.m}$$

$$M_u \leq M_2$$

$$M_u \geq M_3$$

$$\Psi = \frac{0.3754b \times h^2 \times f_{bu} + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.871h - d')b \times h \times f_{bu}}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 0.5 \times 0.55^2 \times 14200 + 789.34(0.275 - 0.03) - 11.459}{(0.871 \times 0.55) - 0.03)(0.5 \times 0.55 \times 14200)} = 0.56$$

Donc $\Psi \leq 0.8095$: La section est partiellement tendue et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_u = N_u \cdot e = 789.34 \times 0.025 = 19.73\text{KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 19.73 + 789.34(0.52 - 0.275) \Rightarrow M_{ua} = 213.12\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{213.12 \times 10^6}{500 \times 520^2 \times 14.2} = 0.11 < \mu_l = 0.391 \dots \dots \dots A_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11})$$

$$\alpha = 0.14$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.52 (1 - 0.4 \times 0.14) = 0.49 \text{ m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z\sigma_s}$$

$$A_{u1} = \frac{213.12 \times 10^6}{490 \times 348} = 12.49 \text{ cm}^2$$

b. La section d'acier minimale :

Selon BAEL91[3] :

$$A_{\min} = \max(4\text{cm de perimetre} ; 0,2\% . b . h) = \max(8.4; 5.5) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 8.4 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} = 14.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d} = 7.72 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/Version 2003[1] :

$$A_{\min} = 0.9\% \times b \times h \Rightarrow A_{\min} = 0.009 \times 55 \times 50 \Rightarrow A_{\min} = 24.75 \text{ cm}^2$$

c. La section d'acier maximale :

Selon BAEL91 [3] :

$$A_{\max} = 5\% \times b \times h = 5\% . 55 \times 50 = 137.5 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/Version 2003[1] :

En zone courante :

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h \Rightarrow A_{\max} = 4\% \times 55 \times 50 = 110 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h \Rightarrow A_{\max} = 6\% \times 55 \times 50 = 165 \text{ cm}^2$$

d. Armatures finales:

$$A_f = \max (A_{\text{calculée}}; A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}}) = 24.75 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux :

Tableau V-3 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveaux	Sections cm ²	A _s ^{cal} cm ²	A _s ^{min} cm ²	Choix des armatures	A _s ^{adp} cm ²
S.sol+ R.D.C	(50 × 55)	12.49	24.75	8HA20+4HA12	29,65
1 ^{er} +2 ^{ème}	(45 × 50)	11.40	20.25	8HA16+4HA12	20.6
3 ^{ème} +4 ^{ème}	(40 × 45)	6.18	16.2	8HA14+4HA12	16.84
5 ^{ème} +6 ^{ème}	(35 × 40)	3.35	12.60	12HA12	13.57
7 ^{ème} +8 ^{ème}	(35 × 35)	1.42	11.02	10HA12	11.31
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	(30 × 35)	0.51	9.45	10HA12	11.31

V.2.6 Vérification de l'effort tranchant :

V.2.6.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ Selon BAEL99[3]

$\bar{\tau}_u = \min(0.15f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

❖ Selon RPA99 v 2003[1]

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$.

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$.

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-4: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _u ^{RPA} MPa	τ _u ^{BAEL} MPa	Vérification
S.sol+ R.D.C	(50 × 55)	85.92	0,33	4.28	0,040	1	3,75	Oui
1 ^{er} +2 ^{ème}	(45 × 50)	67.78	0,32	4.76	0,040	1		
3 ^{ème} +4 ^{ème}	(40 × 45)	49.61	0.29	6.37	0,075	1,87		
5 ^{ème} +6 ^{ème}	(35 × 40)	46.1	0.36	6.12	0,075	1,87		
7 ^{ème} +8 ^{ème}	(35 × 35)	39.86	0.36	6.12	0,075	1,87		
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	(30 × 35)	34.02	0.35	7.14	0,075	1,87		

V.2.6.2 Ferrailage transversal :

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V-5 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _t ^{adp} (cm ²)
S.sol	50x55	2.71	5.42	2.5	85.92	N	10	0.97	6T8	3.02
						C	15	1.46		
R.D.C	50x55	2.14	4.28	3,75	85.92	N	10	1.46		
						C	15	2.19		
1 ^{er} +2 ^{ème}	45x50	2,14	4.75	3,75	67.78	N	10	1.27		
						C	15	1.9		
3 ^{ème} +4 ^{ème}	40x45	2,14	5.35	2.5	49.61	N	10	0.68		
						C	15	1.03		
5 ^{ème} +6 ^{ème}	35x40	2,14	6.11	2.5	46.1	N	10	0.72		
						C	15	1.08		
7 ^{ème} +8 ^{ème}	35x35	2,14	6.11	2.5	39.86	N	10	0,7		
						C	10	0,7		
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	30x35	2,24	7.13	2.5	34.02	N	10	0.6		
						C	15	0.9		

V.2.6.3 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de $L_r = 50\phi$ en zone III.

Pour : T20..... $L_r = 100\text{cm}$.

T16..... $L_r = 80\text{cm}$.

T14..... $L_r = 70\text{cm}$.

T12..... $L_r = 60\text{cm}$.

V.2.7 Vérification vis-à-vis de l'E.L.S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par [12]:

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser} (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de vérification à l'ELS des poteaux :

Tableau V-6 : Vérification des poteaux à l'ELS.

Niveaux	Section (cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
S.sol+ R.D.C	50x55	1768.04	3.313	0.19	15	3.82	201,63	Oui
1 ^{er} +2 ^{ème}	45x50	1560.94	6.939	0.39		8.31		
3 ^{ème} +4 ^{ème}	40x45	1262.27	6.277	0.49		10.79		
5 ^{ème} +6 ^{ème}	35x40	971.08	4.878	0.55		11.36		
7 ^{ème} +8 ^{ème}	35x35	690	4.491	0.69		14.36		
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	30x35	414.51	4.529	0.78		14.68		

V.2.8 Schéma de ferrailage des poteaux :

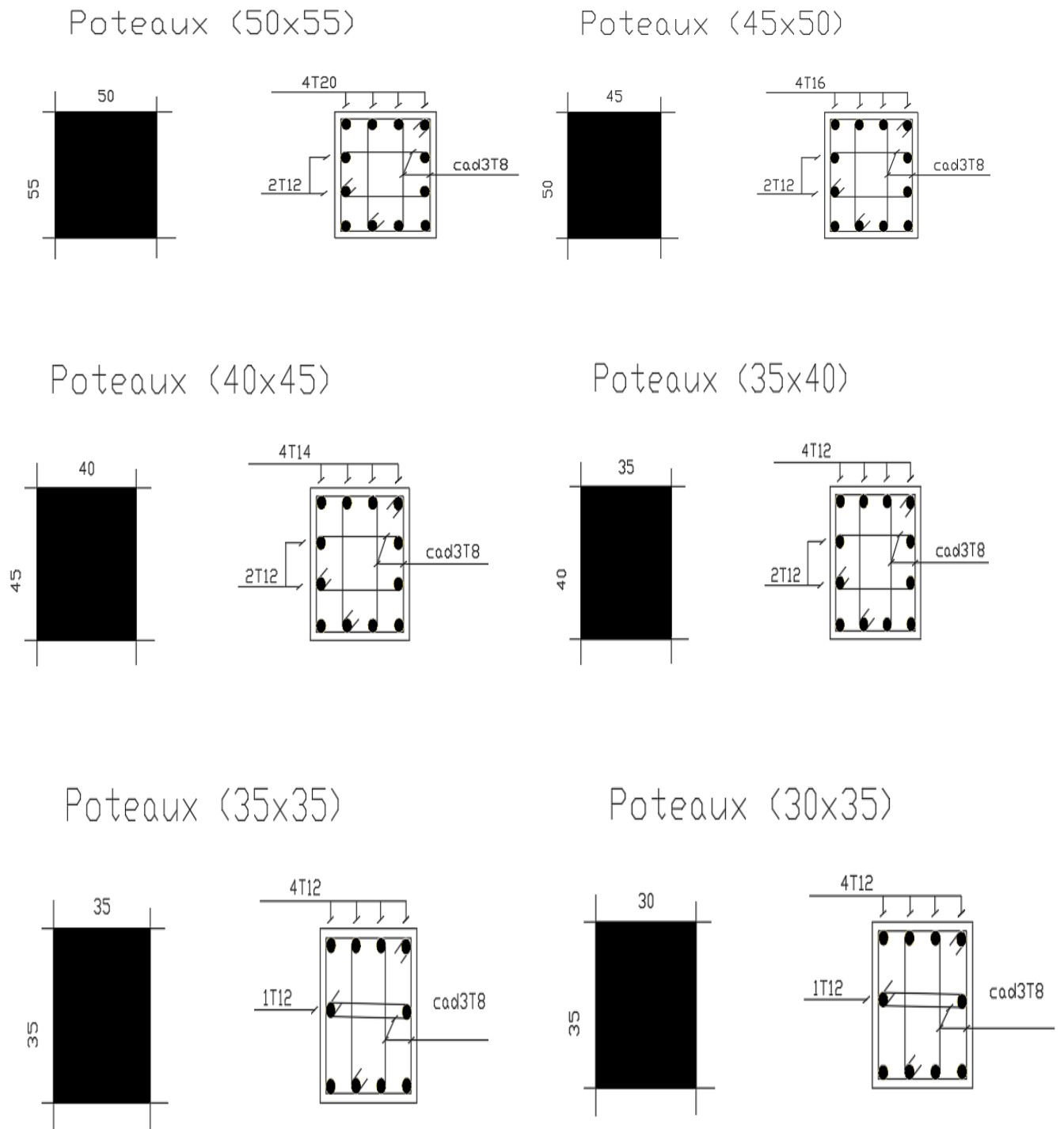


Figure V-1 : Disposition d'armatures des poteaux.

V.3 Étude des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple, à partir du règlement BAEL91 puis on se rapportera au règlement du RPA99/V2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de section du béton, avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu préjudiciable.

V.3.2 Rôle des poutres en béton armé :

Le rôle des poutres en BA est transmission des charges verticales résultants des points des éléments constituant la structure (mur, plancher, escalier) ainsi que les charges d'exploitations des différents éléments de construction.

V.3.3 Les combinaisons d'action :

En fonction de type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ Selon B.A.E.L 91[2] :(Combinaison fondamentale)
 - E L U $1,35 G + 1,5 Q$
 - E L S $G + Q$
- ❖ Selon RPA 99[1] : (situation accidentelle)
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$ avec E : charge due à la force sismique.
- La combinaison $(1.35G+1.5Q)$ nous permet de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison $(G + Q \pm E)$ donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permet de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison $(0.8G \pm E)$ nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage inférieur au niveau des appuis.

V.3.4 Ferrailage des poutres :

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par les CBA et RPA99.

V.3.4.1 Ferrailage longitudinal :**❖ Recommandation du RPA99 version 2003[1] :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% 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° .

Le tableau ci-après résume les résultats :

Tableau V-7 : Le pourcentage total maximum et minimum des aciers longitudinaux.

Section	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	
		zone	
		courante	nodale
P.P (30×40)	6	48	72
P.S (30×35)	5.25	42	63

❖ Ferrailage minimal d'après CBA (condition de non fragilité)[4]:

$$A_s \geq A_{smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

V.3.4.2 Ferrailage transversale :**❖ Recommandation de RPA [1] :**

Pour reprendre l'effort tranchant et limiter les fissures des armatures transversales sont disposées en cours successif plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce.

Dans chaque cour elles forment une ceinture continue sur le contour de la pièce et embrassent toutes les armatures longitudinales.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par l'article 7.5.2.2[1] :

$$A_t = 0.003 \times s_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$S_t \text{ est minimum de } \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right).$$

- En dehors de la zone nodale: $\dot{S}_t \leq \frac{h}{2}$.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ Selon le BAEL91mod 99[3] :

Espacement maximal:

$$St_1 \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm})$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_{et}}{0.4 \times b}$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t f_{et}}{\gamma_s \times b [\tau_{ur} - (0.3 \times K \times f_{tj}^*)]}$$

Avec : $K=1$; en cas de $\left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple.} \\ \text{pas de reprise de bétonnage.} \\ \text{fissuration peu nuisible.} \end{array} \right.$

$$f_{tj}^* = \min(f_{tj}; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa}$$

V.3.5 Vérification de la compression du béton :

$$T_{\max} \leq 0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(\dot{a}; 0.9 \times d)$$

$$\dot{a} = 30 - c - 2 = 25\text{cm} \quad \text{avec : } c = 3\text{cm}$$

V.3.6 Vérification de la flèche :

D'après (CBA article B.6.5.1) [4] on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1): \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o}$$

$$2): \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$3): \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

V.3.7 Les sollicitations dans les poutres:

Tableau V-8 : Sollicitations des poutres.

	Situation durable		Situation accidentelle				ELS		Effort tranchant
combinaison	1,35G+1,5Q (ELU) (KN. m)		G+Q+E (KN. m)		0,8G+E (KN. m)		(G+Q) (KN. m)		V _{max} (KN)
position	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	115,6
P.P (30×40)	73,46	- 103.799	88.077	- 139.233	82.997	- 126,236	53,708	- 75,287	
P.S (30×35)	62,293	-75,614	96.847	-98.823	96.997	-98.63	45,109	- 54,934	68,47

V.3.8 Ferrailage des poutres :

V.3.8.1 Armatures longitudinales :

Nous exposerons un exemple de calcul pour la poutre principal en travée et le reste des résultats de ferrailage seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$$M_{\max}^T = 88.077 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{88.077 \cdot 10^6}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.151$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{On est en pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.151)}) = 0.2$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times 0.2) = 340.4 \text{ mm}$$

$$A^t = \frac{M_{\max}^T}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{88.076 \times 10^6}{340.4 \times 348} = 7.43 \text{ cm}^2$$

a. La section d'acier minimale :

- Selon BAEL91mod 99[2] :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400}\right) \rightarrow A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$$

- Selon l'article (A.7.5.2.1)[1] le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section donc :

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h \rightarrow 0.5\% \times 30 \times 40 \rightarrow A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

b. Armatures finales:

$$A_t = \max(A^{th}; A_{\min(BAEL)}; A_{\min(RPA)}) \rightarrow A_t = \max(7.43; 1.34; 6)$$

$$A_t = A^{th} = 7.43 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } (3HA14 + 3HA16) \rightarrow A_t = 10.65 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-9 : Ferrailage longitudinal des poutres.

Section (cm ²)	Position	A _s (cm ²)	A _{s RPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{BAEL} (cm ²)	Choix des armaturés	A _s ^{adp} (cm ²)
PP	Travée	7.43	6	1.34	3HA14+3HA12	8.01
	Appui	12.51		1.34	3T20 + 3T12	12.81
PS	Travée	9.94	5.25	1.15	3HA14+3HA16	10.65
	Appui	10.17		1.15	3HA14+3HA16	10.65

V.3.8.2 Ferrailage transversal :**a. Calcul du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{\max}}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{400}{35}; 20; \frac{300}{10}\right) = 1,14 \text{ cm}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V-10 : Ferrailage transversales des poutres.

Section	Condition	A _{Adp} (cm ²)
PP (30×40)	$\phi_t \leq 11.42 \text{ mm}$	4HA8 = 2.01
PS (30×35)	$\phi_t \leq 10 \text{ mm}$	4HA8 = 2.01

b. Calcule de l'espacement :

- $S_t < \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$
- $\hat{S}_t \leq \frac{h}{2}$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V-11 : l'espacement des armatures des poutres.

section	BAEL91			RPA99(Adp)		L _r (cm)
	S _{t1} (cm)	S _{t2} (cm)	S _{t3} (cm)	S _t (cm) nodale	$\hat{S}_t$ (cm) Travée	
PP(30×40)	33.3	39.36	33.30	10	15	80
PS(30×35)	28.8	39.36	33.30	8	15	80

c. Section des armatures des barres transversales d'après le RPA99 [1] :

$$A_{t \min} = 0.003 \times s_t \times b$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V-12 : Section des armatures des barres transversales.

Section	$A_{t \min} (\text{cm}^2)$	
	Zone nodale	Zone courante
PP (30×40)	0.9	1.35
PS (30×35)	0.72	1.35

V.3.9 Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V-13 : Vérification de la compression du béton.

section	$T_{\max} (\text{KN})$	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
PP (30×40)	115,6	666	Oui
PS (30×35)	68.47	576	Oui

V.3.10 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{115600}{300 \times 370} = 1.04 \text{MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peut nuisible (BAELA.5.1, 211)[3], alors :

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

$$\tau_u = 1.04 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.3 \text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.17 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.04 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Tableau V-14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres.

Section	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
PP (30×40)	1.04	3.33	Oui
PS (30×35)	0.71	3.33	Oui

V.3.11 Vérification de la flèche: (BAELB.6.5, 1) [3]:**❖ Poutre principale :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1): \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow M_t = 0.85 M_o \Rightarrow \frac{400}{5200} = 0.076 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \\ \Rightarrow M_t = 0.085 M_o \quad (C.NV) \\ 2): \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.98}{300 \times 370} = 0.0062 \leq 0.0105 \quad (C.V) \\ 3): \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{400}{5200} = 0.076 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.NV) \end{array} \right.$$

Les conditions suivantes ne sont pas vérifiées donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche.

❖ Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée

Il faut que

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

Avec :

I_{fi} : L'inertie fissurée

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

$$I_{fi} = \frac{1.1I_o}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 55051.61 \text{ cm}^4$$

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

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_o}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 3.38$$

$$f = \frac{73.46}{10 \times 32164.2 \times 55051.61} = 4.14 \times 10^{-8} \leq \bar{f} = 0.05 \text{ cm} + \frac{520}{1000} = 0.57 \text{ cm}$$

$f = 4.14 \times 10^{-8} \leq \bar{f} = 0.57 \text{ cm}$ Donc la flèche est Vérifiée.

❖ **Poutre secondaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1): \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow M_t = 0.85 M_o \Rightarrow \frac{350}{4550} = 0.076 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \\ \quad \quad \quad \Rightarrow M_t = 0.085 M_o \quad (\text{C. NV}) \\ 2): \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.98}{300 \times 320} = 0.0072 \leq 0.0105 \quad (\text{C. V}) \\ 3): \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{350}{4550} = 0.076 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C. NV}) \end{array} \right.$$

Les conditions suivantes ne sont pas vérifiées donc on est ramené à effectuer un calcul de flèche.

❖ **Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée :**

Il faut que

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

Avec

I_{fi} : L'inertie fissurée.

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

$$I_{fi} = \frac{1.1I_o}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 36880.27 \text{ cm}^4$$

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

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_o}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 3.38$$

$$f = \frac{62.293}{10 \times 32164.2 \times 36880.27} = 4.87 \times 10^{-8} \leq \bar{f} = 0.05 \text{ cm} + \frac{455}{1000} = 0.505 \text{ cm}$$

$f = 4.87 \times 10^{-8} \leq \bar{f} = 0.505 \text{ cm}$ Donc la flèche est Vérifiée.

V.3.12 Vérification à l'ELS**a. Etat limite d'ouverture de fissure**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y - d')A'_s - nA_{st}(d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA_{st}(d-y)^2 + nA'_s(d-y)$$

y : Distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée.

I : Moment d'inertie.

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

Le tableau ci-après résume les résultats de vérification à l'ELS des poutres :

Tableau V-15 : Vérification des poutres à l'ELS.

	Position	Section (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm ²)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	vérification
Poutre principale	Travée	30 × 40	53.708	15.22	111037.23	7.36	15	Oui
	Appui		75.287	16.28	125641.78	9.75		
Poutre secondaire	Travée	30 × 35	45.109	13.88	92562.06	6.76		Oui
	Appui		54.109	13.88	92562.06	8.11		

V.3.13 Schéma de ferrailage des poutres :

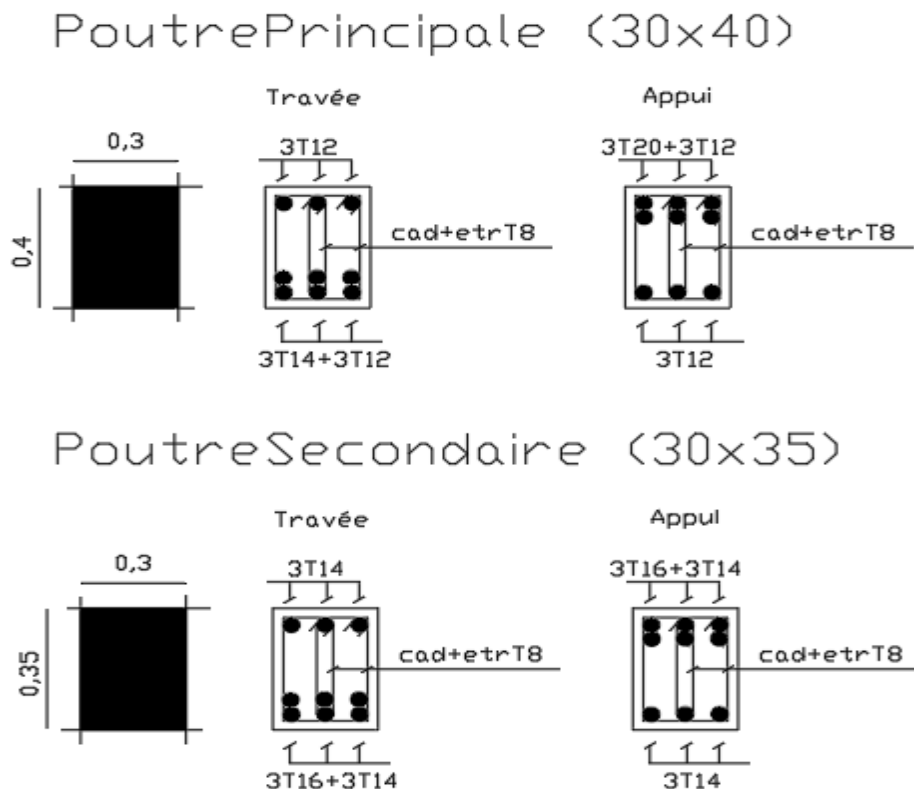


Figure V-2 : Disposition d'armatures des poutres

V.4 Étude des voiles :

V.4.1 Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme.

Donc, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

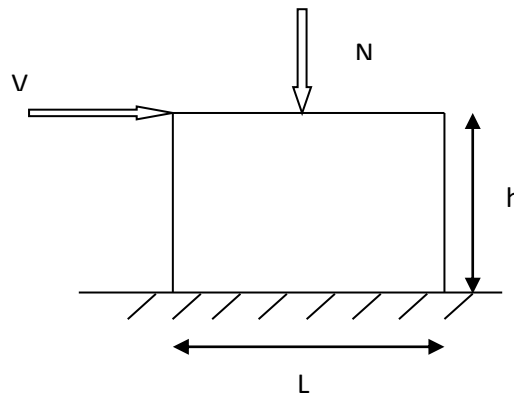


Figure V-3 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

V.4.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto-stables.
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par les voiles dont le but est assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.4.3 Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assure la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales et de transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources des dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.4.4 Les avantages des voiles :

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant.
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques.
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

V.4.5 Les Combinaisons des actions :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) et le BAEL 99, les combinaisons des actions ont considéré pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

Selon le BAEL91 [3]: $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

Selon le RPA 99 [1] : $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$

V.4.6 Les recommandations du RPA99[1] :**V.4.6.1 Aciers verticaux :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/V2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- Si des efforts importants des compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

V.4.6.2 Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces des voiles
- Elles doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.4.7 Règles communes :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$A_{min} = 0.15 \%$ section globale du voile.

$A_{min} = 0.1 \%$ zone courante.

- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S_t \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(h_e, \frac{2L'}{3}\right)$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

- Longueur de recouvrement :

$L_r = 40$: En zone qui peut-être tendue.

$L_r = 20$: En zone comprimée sous toutes les combinaisons.

V.4.8 Disposition des voiles :

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on a décomposé notre bâtiment en trois zones :

- Zone I : R.D.C
- Zone II : 1^{er}+2^{ème}
- Zone II : 3^{ème}+4^{ème}
- Zone IV : 5^{ème}+6^{ème}
- Zone V : 7^{ème} +8^{ème}
- Zone VI : 9^{ème}+10^{ème} +11^{ème}

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques et on adoptera pour le ferrailage de chaque groupe celui du voile le plus sollicité ;

- Groupe 1 : P10, P100, P6, P66
- Groupe 2 : P8, P88, P7, P77, P4, P44
- Groupe 3 : P3, P33
- Groupe 4 : P5, P55, P1, P11
- Groupe 5 : P4, P44, P2, P22

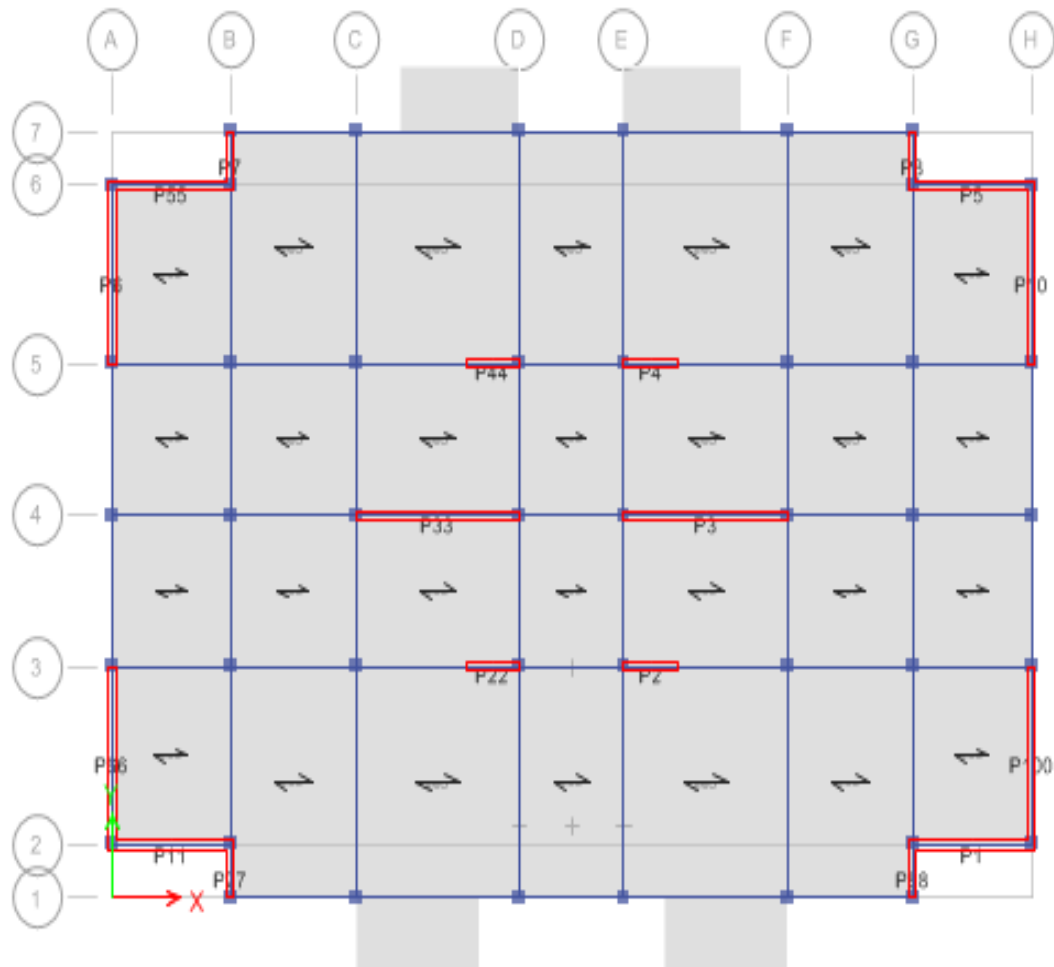


Figure V-4 : Disposition des voiles

V.4.9 Tableaux des sollicitations :**Tableau V-16 :** Sollicitations des voiles.

Niveaux	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$		V (KN)
	N(KN. m)	M(KN. m)	N(KN. m)	M(KN. m)	N(KN. m)	M(KN. m)	
R.D.C	-6319.01	-776.194	-5529.42	-5590.43	1653.39	551.957	- 910.59
1^{er}+2^{ème}	-5941.33	-482.82	-4909.33	-5131.87	1502.41	222.69	- 958.36
3^{ème}+4^{ème}	-4720.91	-501.611	-3493.10	-4090.97	908.41	196.438	- 832.82
5^{ème}+6^{ème}	-3459.74	-397.367	-2418.50	-3009.6	505.99	41.514	- 711.18
7^{ème} +8^{ème}	-2225.63	-253.99	-1430.19	-1970.85	230.95	63.466	- 547.48
9^{ème}+10^{ème} +11^{ème}	-1339.67	-30.495	-727.67	-1083.33	59.82	41.703	- 419.35

V.4.10 Ferrailage des voiles :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) et Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « formule de Navier Bernoulli » :

$$\sigma = \frac{N}{B} \mp \frac{M.y}{I}$$

Avec :

- N : effort normal agissant sur le voile considéré.
- M : moment de flexion agissant sur le voile considéré.
- I : moment d'inertie du voile considéré.
- Y : centre de gravité de la section du voile dans les sens du plan moyen.

❖ **Détermination des sollicitations sous les combinaisons :**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les voiles du niveau RDC (Groupe 1), et le reste des résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = \frac{0.2 \times 3.5^3}{12} = 0.71 \text{m}^4$$

$$B = e \times l = 0.2 \times 3.5 = 0.7 \text{m}^2$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{3.5}{2} = 1.75 \text{m}$$

V.4.10.1 Armatures verticales :

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.y}{I} = \frac{-6319.01}{0.7} + \frac{-776.194 \times 1.75}{0.71} = -10.94 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.y}{I} = \frac{-6319.01}{0.7} - \frac{-776.194 \times 1.75}{0.71} = -7.11 \text{MPa}$$

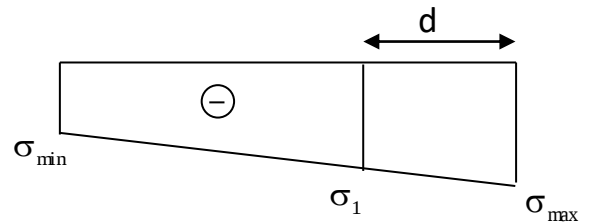
On Remarque qu'on a juste les contraintes de compression alors notre section est entièrement comprimée. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de : (RPA Article 7.7.4)[1]

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) = 1.41 \text{m}$$

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 2.12 \text{m}$$

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d.e = -2867.94 \text{KN}$$



La valeur de σ_1 est obtenue après des calculs mathématiques ($\sigma_1 = -9.40 \text{MPa}$)

SI : $N_i - B \times f_{bu} < 0$ Le ferrailage sera un ferrailage minimale, Si non On a des armatures comprimé. Dans notre cas la condition 1 est vérifiée alors on va ferrailer avec la section minimale.

❖ **Armatures minimales de RPA99/version 2003 [1]:**

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 3.5 \times 0.2 = 10.5 \text{cm}^2 \text{ Pour les deux nappes.}$$

Dans la zone courante : D'après (art 7.7.4.3)[1]

$$A_{\min} = 0.1\% \times e \times L = 0.1\% \times 0.2 \times 3.5 = 7 \text{cm}^2$$

Donc on prend 18HA10=14.13cm²

❖ **Espacement :**

$$\text{BAEL91: } S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) = 40 \text{cm}$$

$$\text{RPA99: } S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{cm}) = 30 \text{cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t\text{BAEL}}; S_{t\text{RPA}}) = 20 \text{cm}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des voiles des différentes zones et des différents groupes :

Tableau V- 17: Ferrailage verticales des voiles.

Zone	Groupe	L (m)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{z.Comp}$ (cm ²)	$A_{z.tendu}$ (cm ²)	Choix de ferr	A_{adop} (cm ²)
I	1	3.5	-10.94	-7.11	5.25	7	0	18HA10	14.13
	2	0.7	-92.65	2.38	2.1	1.32	0.07	4HA10	3.14
	3	4.05	-9.22	-6.38	12.15	8.1	0	19HA10	14.92
	4	2.8	-14.25	-8.31	8.4	5.6	0	13HA10	13.35
	5	2.5	-16.36	-8.91	7.5	5	0	12HA10	9.42
II	1	3.55	-9.51	-7.21	10.65	7.1	0	18HA10	14.13
	2	0.75	-65.35	-13.85	2.25	1.5	0	4HA10	3.14
	3	4.1	-8.10	-6.38	12.3	8.2	0	19HA10	14.92
	4	2.85	-12.20	-8.64	8.55	5.7	0	13HA10	13.35
	5	2.63	-13.38	-9.20	7.89	5.26	0	12HA10	9.42
III	1	3.6	-7.71	-5.39	10.8	7.2	0	18HA10	14.13
	2	0.8	-53.01	-5.99	2.4	1.6	0	4HA10	3.14
	3	4.15	-6.56	-4.81	12.45	8.3	0	19HA10	14.92
	4	2.9	-9.92	-6.35	8.7	5.8	0	13HA10	13.35
	5	2.75	-10.57	-6.59	8.25	5.5	0	12HA10	9.42
IV	1	3.65	-5.63	-3.84	10.95	7.3	0	18HA10	14.13
	2	0.85	-36.85	-3.85	2.55	1.7	0	4HA10	3.14
	3	4.2	-4.79	-3.44	12.6	8.4	0	19HA10	14.92
	4	2.95	-7.23	-4.49	8.85	5.9	0	13HA10	13.35
	5	2.88	7.44	-4.56	8.64	5.76	0	12HA10	9.42
V	1	3.65	-3.62	-2.47	10.95	7.3	0	18HA10	14.13
	2	0.85	-23.63	-2.54	2.55	1.7	0	4HA10	3.14
	3	4.2	-3.08	-2.21	12.6	8.4	0	19HA10	14.92
	4	2.95	-4.64	-2.89	8.85	5.9	0	13HA10	13.35
	5	2.88	-4.78	-2.94	8.64	5.76	0	12HA10	9.42
VI	1	3.7	-1.81	-1.80	11.1	7.4	0	18HA10	14.13
	2	0.9	-7.55	-7.32	2.7	1.8	0	4HA10	3.14
	3	4.25	-1.58	-1.57	12.75	8.5	0	19HA10	14.92
	4	3	-2.24	-2.22	9	6	0	13HA10	13.35
	5	3	-2.24	-2.22	9	6	0	12HA10	9.42

V.4.10.2 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

a. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

❖ Selon RPA99[1] :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%(RPA Art 7.7.2)[1]

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1.4V}{b_0 d}$

Avec :

V : effort tranchant au bas du voile.

b_0 : Épaisseurs du voile.

d : La hauteur utile.

- La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante $\tau_u \leq \bar{\tau}$:

$$\tau_u = \frac{1.4V}{b_0d} = \frac{1.4 \times 910.59}{0.2 \times 3.03} = 2.10 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa Cv}$$

❖ Selon BAEL 91mod 99[3] :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} \text{ et } \bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b_0d} = \frac{910.59}{0.2 \times 3.03} = 1.5 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa Cv}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de Vérification des voiles à l'effort tranchant :

Tableau V- 18 : Vérification de voile à l'effort tranchant.

Zone	τ_u (MPa)		$\bar{\tau}$ (MPa)		Vérification
	RPA	BAEL	RPA	BAEL	
I	2.10	1.5	5	2.5	Oui
II	2.21	1.58	5	2.5	
III	1.92	1.37	5	2.5	
IV	1.64	1.17	5	2.5	
V	1.26	0.9	5	2.5	
VI	0.96	0.69	5	2.5	

b. Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante CBA93[4] :

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times k}{0.8f_e} \text{ Avec :}$$

- $K=0$ en cas de fissuration jugée très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise. (dans notre cas, nous n'avons pas de reprise de bétonnage).

D'autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- 0.15% : globalement dans la section des voiles.
- 0.10% : dans les sections courantes.

$$S_t \leq \min(0.15e; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

$$A_t \geq \frac{\tau_u \times bS_t}{0.8f_e} = \frac{2.1 \times 200 \times 200}{0.8 \times 400} = 2.62\text{cm}^2$$

$$A_{t\min} = 0.15\% \times b \times L = 9.81\text{cm}^2$$

Donc on prend 10HA12=11.31cm².

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage horizontal des voiles des différentes zones :

Tableau V- 19 : Ferrailage horizontal des voiles.

Zone	S _t (cm)	A _t (cm ²)	A _{tmin} (cm ²)	Choix de ferr	A _{adop} (cm ²)
I	20	2.62	9.81	10HA12	11.31
II	20	2.76	9.81	10HA12	11.31
III	20	2.4	9.81	10HA12	11.31
IV	20	2.05	9.81	10HA12	11.31
V	20	1.57	9.81	10HA12	11.31
VI	20	1.20	9.81	10HA12	11.31

V.4.11Vérification des voiles à ELS :

Pour cet état, il considère :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Avec :

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adopter

$$\sigma_b = \frac{2868.74}{0.61+15 \times 14.13} = 4.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa CV}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de vérification à l'ELS des voiles des différentes zones :

Tableau V- 20 :Vérification des voiles à l'ELS.

Zone	N _{ser} (KN)	σ _b (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
I	2868.74	4.53	15	Oui
II	2751.1	4.34		
III	2433.78	3.84		
IV	2053.94	3.24		
V	1551.77	2.45		
VI	978.61	1.54		

V.4.12 Schéma de ferrailage des voiles :

Nous exposerons un exemple de ferrailage pour les voiles du niveau RDC.

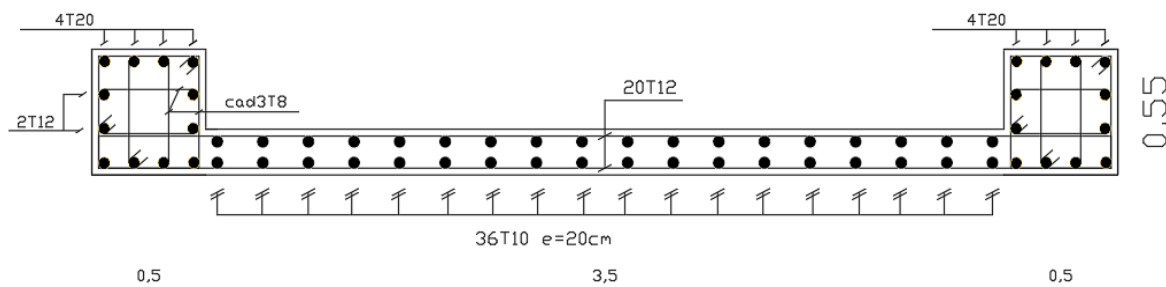


Figure V-5 : ferrailage des voiles groupe 1.

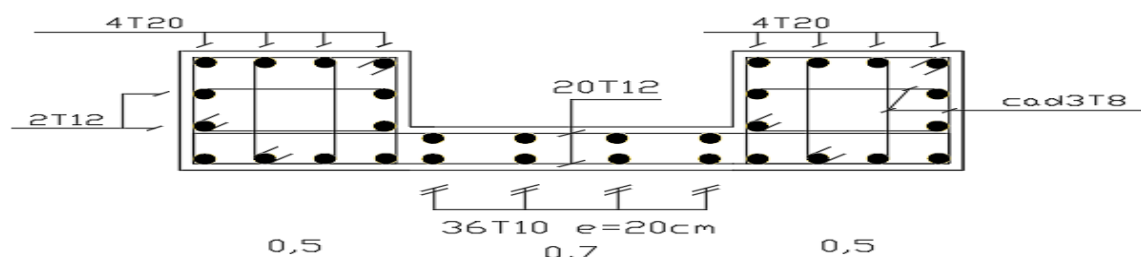


Figure V-6 : ferrailage des voiles groupe 2.

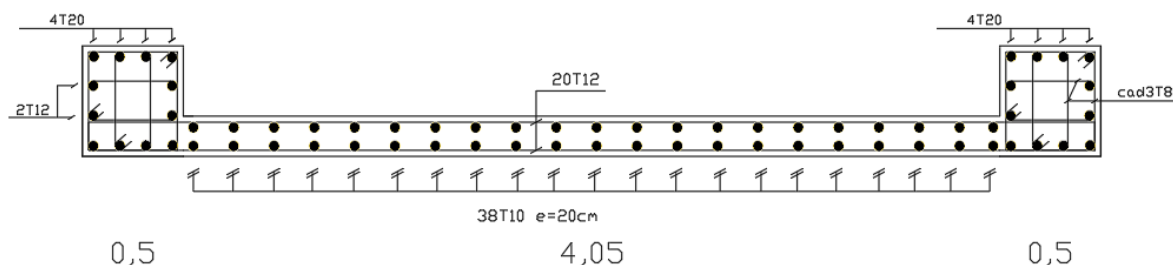


Figure V-7 : ferrailage des voiles groupe 3.

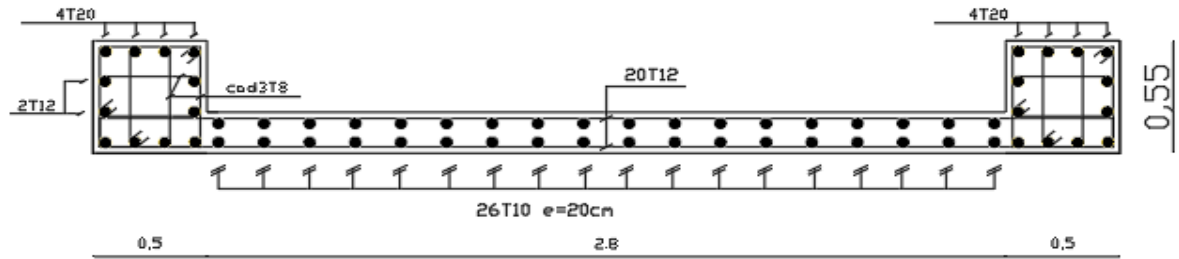


Figure V-8: ferrailage des voiles groupe 4 .

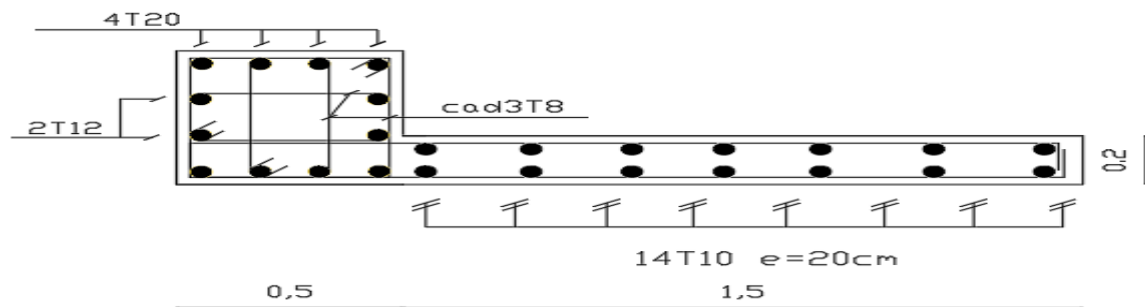


Figure V-9: ferrailage des voiles groupe 5.

V.5 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Chapitre VI

Étude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol au quel elles transmettent les charges de la superstructure (le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitations et les surcharges climatiques) ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puis que leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas de semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Il est donc nécessaire d'adopter le type de la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage ; l'étude géologique a pour but de préciser le type ; le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

Il existe quatre catégories de fondations :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations surfaciques ou radiers.

VI.2 Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2bar pour une profondeur d'ancrage de 2.5m .

VI.3 Facteur de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est dépend du :

- Nature de l'ouvrage à fonder :
Pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement...etc.
- La nature du terrain : connaissance de terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, campagne, montage, bord de mer...etc.
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau...

- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétence...
- Le cout des fondations : facteur important mais non décisif...

VI.4 Caractéristiques du sol :

- Nature du sol : c'est un sol meuble
- Profondeur d'ancrage est de 2.5 m
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_s = 2\text{bar}$

VI.5 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après (RPA Article 10.1.4.1) [1] les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

VI.6 Choix du type de fondation :

Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol $\bar{\sigma}_s$ est égale à 2bar.

Selon (RPA l'article 10.1.4.1)[1]; on doit multiplier la contrainte ultime « qu » du sol par coefficient de sécurité égale 2.

Avec : $q_u = 3 \times \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_{\text{calcul}} = \frac{3}{2} \times 2 = 3\text{bar}$$

VI.6.1 Vérification de la semelle isolée :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S} \leq \sigma_s$$

σ_s : Contrainte admissible du sol. ($\sigma_s = 2 \text{ bar}$)

N_{ser} : Effort normal de poteau le plus sollicité transmis à la base obtenue par le logiciel ETABS 9.7.4 ($N_{\text{ser}} = 65225.61 \text{ KN}$).

S : Surface de la fondation ($A \times B$).

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a \times B}{b}$$

a, b : Dimensions du poteau à la base.

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_s}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.55}{0.5} \times \frac{65225.61}{200}} = 18.94 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 18.94 m, on remarque qu'il va y avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient

Pas à notre cas.

VI.6.2 Vérification de la semelle filante :

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble être la plus sollicitée.

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S \geq \frac{N_t}{\sigma_s} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N_t}{\sigma_s} \Rightarrow B \geq \frac{N_t}{\sigma_s \times L} = \frac{7435.2}{200 \times 19} = 1.95 \text{ m}$$

$$N_t = \sum_{i=1}^{i=6} N_i = 1768.04 + 1767.87 + 1556.84 + 1552.67 + 398.27 + 391.5$$

$$= 7435.2 \text{ KN}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1.95 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.7 Radier général :

VI.7.1 Étude du radier :

Un radier général est une fondation superficielle constituée par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment et parfois cette semelle déborde par consoles extérieures, il est travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature.

Le radier se trouve justifié, si les semelles continues ou isolées deviennent très larges en raison :

- De la faible capacité portante du sol.
- Des charges élevées du bâtiment.
- Du rapprochement des poteaux.
- Des difficultés d'établir des pieux (vibration nuisible).
- De charges excentrées en rive de bâtiment.

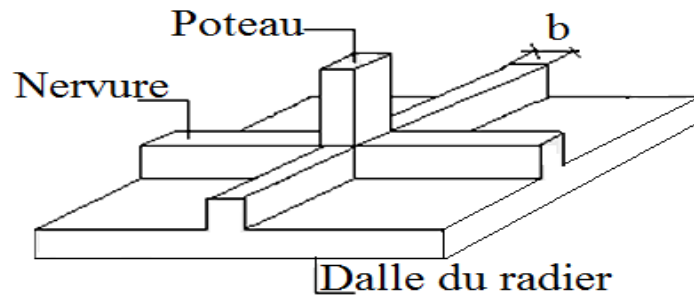


Figure VI-1: Schéma du radier nervuré.

VI.7.2 Pré-dimensionnement du radier :

VI.7.2.1 Calcul de surface minimale du radier :

On suppose que la surface de radier est égale à la surface de la base de la structure : $S_{\text{Semelle}} = 446.12\text{m}^2$

VI.7.2.2 Pré-dimensionnement de la Dalle :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc l'épaisseur du radier doit vérifier les conditions suivantes :

❖ Condition forfaitaire :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = 23.5\text{cm}$$

h_r : Hauteur de la dalle.

$L_{\max}$: La longueur maximale entre les nus des poteaux $L_{\max} = 4.7\text{m}$

On choisi $h_r = 50\text{cm}$

❖ Condition de résistance au cisaillement :

D'après le règlement de [3], la contrainte du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Pour une bonde de linéaire $b = 1\text{m}$

$$V_u = \frac{PL_{\max}}{2}$$

V_u : L'effort tranchant

P : étant la réaction du sol sur le radier.

$$P = \frac{N_u}{S} \Rightarrow V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2S} = \frac{100330.92 \times 4.7}{2 \times 446.12} = 528.50 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$d \geq \frac{V_u}{b \times \bar{\tau}_u} = \frac{528500}{1000 \times 1.17} = 45.17 \text{ cm}$$

On a adopté pour une hauteur de la dalle de : $h = 50 \text{ cm}$

VI.7.2.3 Pré-dimensionnement du Nervure

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

h_t : Hauteur des nervures.

On a choisi : $h_t = 50 \text{ cm}$

❖ Condition de la longueur élastique (Condition de rigidité) :

Pour qu'un radier soit rigide il faut que : loi de fiance

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e = 4.71 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{(4 \times E \times I)}{(K \times b)}} = \sqrt[4]{\frac{(4 \times 32164.19 \times 1.041 \times 10^{-2})}{(4 \times 1)}} = 3$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible). [13]

K : Coefficient de raideur du sol : $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164.19 \text{ MPa}$.

b : Largeur de la semelle (bonde de 1m).

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} = \frac{1 \times 0.5^3}{12} = 1.041 \times 10^{-2} \text{ m}^4 \text{ (Inertie d'une bande d'un mètre de radier.)}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \times 4.7^4}{3.14^4 \times 32164.19}} = 66.91 \text{ cm}.$$

La valeur de la hauteur de la nervure à adopter est : $h_t = 80 \text{ cm}$

VI.7.2.4 Dimensions du radier :

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

- Hauteur de la nervure $h_t = 80 \text{ cm}$
- Hauteur de la table du radier $h_r = 50 \text{ cm}$
- Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$

- Surface du radier $S_{\text{Semelle}} = 446.12\text{m}^2$

VI.7.3 Vérifications nécessaires :

VI.7.3.1 Vérification de la surface :

❖ ELS

$$\frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s} \leq S \Rightarrow \frac{65225.61}{200} = 326.12 \leq 446.12\text{m}^2$$

❖ ELU

$$\frac{1.33N_u}{\bar{\sigma}_s} \leq S \Rightarrow \frac{1.33 \times 100330.92}{200} = 667.2 \leq 446.12\text{m}^2$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée alors il est nécessaire d'ajouter un débordement la surface actuelle

❖ Calcul du débordement D :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_t}{2} ; 30\text{cm} \right) = 40\text{cm}$$

On prend : $D = 2.75 \text{ cm}$

D'où : $S_r = S + D \times P$

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

P : Le périmètre de bâtiment.

$$S_r = 446.12 + 2.75 \times 85.6 = 681.52 \text{ m}^2$$

La surface actuelle : $S_{\text{Semelle}} = 681.52 \text{ m}^2$.

VI.7.3.2 Vérification de la stabilité au renversement (RPA Art 10.1.5)[1]:

Quelque soit le type des fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N : N_1 (de la superstructure) + N_2 (sous-sol).

B : La largeur du radier.

❖ Sens x-x

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \Rightarrow e = \frac{971591.126}{1020707.44} = 0.95\text{m} \leq \frac{26.1}{4} = 6.53\text{m}$$

❖ Sens y-y

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \Rightarrow e = \frac{936135.702}{1020707.44} = 0.92\text{m} \leq \frac{17.75}{4} = 4.43\text{m}$$

VI.7.3.3 Vérification de la contrainte dans le sol :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement, sous cet effet 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.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{calcul}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{\text{calcul}} = 3\text{bar} \\ \sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times y_G}{I} \end{cases}$$

❖ Calcul des inerties du radier :

- Sens longitudinal X :

Tableau VI-1 : Calcul des inerties longitudinal du radier.

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	S (m ²)	dx	I _{xx} (m ⁴)	I _x (m ⁴)
1	3.35	4.55	15.24	3.48	26.29	210.85
2	3.5	5.75	20.13	2.88	55.44	222.40
3	4.6	5.75	26.45	2.88	72.87	292.25
4	2.9	5.75	16.67	2.88	45.94	184.20
5	4.55	5.75	26.16	2.88	72.08	289.06
6	4	5.75	23	2.88	63.37	254.14
7	3.35	4.55	15.24	3.48	26.29	210.85
8	3.35	3.4	11.39	7.18	10.97	598.15
9	3.5	3.4	11.9	7.18	11.46	624.93
10	4.6	3.4	15.64	7.18	15.06	821.34
11	2.9	3.4	9.86	7.18	9.49	517.79
12	4.55	3.4	15.47	7.18	14.90	812.41
13	4	3.4	13.6	7.18	13.10	714.21
14	3.35	3.4	11.29	7.18	10.97	592.99
15	3.35	3.4	11.39	10.58	10.97	1285.92
16	3.5	3.4	11.9	10.58	11.46	1343.50
17	4.6	3.4	15.64	10.58	15.06	1765.74
18	2.9	3.4	9.86	10.58	9.49	1113.18
19	4.55	3.4	15.47	10.58	14.90	1746.55
20	4	3.4	13.6	10.58	13.10	1535.43
21	3.35	3.4	11.29	10.58	10.97	1274.73
22	3.35	4	13.4	13.08	17.86	2310.41
23	3.5	5.75	20.13	14.88	55.44	4512.51
24	4.6	5.75	26.45	14.88	72.87	5929.28
25	2.9	5.75	16.67	14.88	45.94	3736.91
26	4.55	5.75	26.16	14.88	72.08	5864.28
27	4	5.75	23	14.88	63.36	5155.89
28	3.35	4	13.4	13.08	17.86	2310.42
						299990.18

- Sens transversal Y :

Tableau VI-2 : Calcul des inerties transversal du radier.

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	S (m ²)	dy	I_{yy} (m ⁴)	I_y (m ⁴)
1	3.35	4.55	15.24	24.2	14.25	8939.40
2	3.5	5.75	20.13	20.8	20.54	8729.58
3	4.6	5.75	26.45	16.73	46.64	7449.80
4	2.9	5.75	16.67	13.05	11.68	2850.62
5	4.55	5.75	26.16	9.33	45.13	2322.32
6	4	5.75	23	5.25	30.67	664.60
7	3.35	4.55	15.24	1.9	14.25	69.26
8	3.35	3.4	11.39	24.2	10.65	6681.08
9	3.5	3.4	11.9	20.8	12.15	5160.56
10	4.6	3.4	15.64	16.73	27.57	4405.09
11	2.9	3.4	9.86	13.05	6.91	1686.08
12	4.55	3.4	15.47	9.33	26.68	1373.32
13	4	3.4	13.6	5.25	18.13	392.98
14	3.35	3.4	11.29	1.9	10.65	51.41
15	3.35	3.4	11.39	24.2	10.65	6681.08
16	3.5	3.4	11.9	20.8	12.15	5160.56
17	4.6	3.4	15.64	16.73	27.57	4402.09
18	2.9	3.4	9.86	13.05	6.91	1686.09
19	4.55	3.4	15.47	9.33	26.68	1373.32
20	4	3.4	13.6	5.25	18.13	392.98
21	3.35	3.4	11.29	1.9	10.65	51.41
22	3.35	4	13.4	24.2	12.53	7860.10
23	3.5	5.75	20.13	20.8	20.54	8729.58
24	4.6	5.75	26.45	16.73	46.64	7449.80
25	2.9	5.75	16.67	13.05	11.68	2850.52
26	4.55	5.75	26.16	9.33	45.13	2322.72
27	4	5.75	23	5.25	30.67	664.61
28	3.35	4	13.4	1.9	12.53	60.90
						100461.86

Sens X-X :

$$\begin{cases} N = 50583.56 \text{ KN} \\ M_x = 971591.126 \text{ KN.m} \\ I_x = 299990.18 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M \times y_G}{I} = \frac{50583.56}{681.52} + \frac{971591.126 \times 8.751}{299990.18} = 102.56 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M \times y_G}{I} = \frac{50583.56}{681.52} - \frac{971591.126 \times 8.751}{299990.18} = 45.87 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 141.72 + 70.87}{4} = 88.38 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_s = 200 \text{ KN/m}^2$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} N = 50583.56 \text{ KN} \\ M_y = 936135.702 \text{ KN.m} \\ I_y = 100461.86 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 193.49 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -45.05 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \sigma_{\text{moy}} = 133.85 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_s = 200 \text{ KN/m}^2$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

Remarque :

Lorsque les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées, on se sert d'un radier avec débord.

VI.7.3.4 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{528500}{1000 \times 450} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{S \times 2} = \frac{100330.92 \times 4.7}{446.12 \times 2} = 528.50 \text{ KN}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est nuisible (BAELA.5.1, 211)[3], alors :

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

$$\tau_u = 1.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{c.v}).$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.7.3.5 Vérification au poinçonnement :

- **Condition de non poinçonnement :**

Selon BAEL (Article A.5.2.4.2)[3], il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 2434.36 \leq 0.045 \times 5.3 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3180 \text{ KN CV}$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'ELUR.

Pour notre structure, $N_u = 2434.36$ KN appliqué sur un poteau de section rectangulaire

De dimensions $a = 50$ cm et $b = 55$ cm.

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

h_t : Epaisseur du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 5.3 \text{ m}$$

Avec :

$$a_1 = a + h_t = 0.5 + 0.8 = 1.3 \text{ m}$$

$$b_1 = b + h_t = 0.55 + 0.8 = 1.35 \text{ m}$$

Le radier sera étudié comme un plancher renversé comporte un système de poutres (nervures).

Donc la condition est vérifiée.

VI.7.3.6 Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

La condition à vérifier est :

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S_r \Rightarrow W = 1020707.44 \geq 1.5 \times 10 \times 2.5 \times 681.52 \\ = 25557 \text{ KN CV}$$

Avec :

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 1020707.44 \text{ KN}$$

$F_s = 1.5$: Coefficient de sécurité

$\delta = 10 \text{ KN/m}^3$: Poids volumique de l'eau

$Z = 2.5 \text{ m}$: Hauteur d'ancrage du radier

VI.8 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

VI.8.1 Méthode de calcul :

Les pannes seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le C.B.A93[4]. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml)

Pour le calcul nous choisissons la dalle la plus sollicitée et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

VI.8.2 Les sollicitations :

❖ ELU :

$$q_u = \frac{1,35N_u + P_{rad}}{S_{rad}} = \frac{1,35 \times 100330,92 + (681,52 \times 0,5 \times 25)}{681,52} = 211,24 \text{ KN/m}^2$$

❖ ELS :

$$q_s = \frac{N_s + P_{rad}}{S_{rad}} = \frac{73210,22 + 8519}{681,52} = 119,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,55}{5,2} = 0,87 > 0,4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Dans notre cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y .

VI.8.2.1 Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 de BAEL[2]:

- 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 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et } v$$

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y Sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,87 \begin{cases} \mu_x = 0,048 \\ \mu_y = 0,731 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,048 \times 211,24 \times 4,55^2 = 209,91 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,731 \times 209,91 = 153,44 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75M_x = 0,75 \times 209.91 = 157.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 0,85 \times 153.44 = 130.42 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 0,5 \times 157.43 = 78.71 \text{ KN.m}$$

VI.8.3 Ferrailage de la dalle :

- ❖ **Ferrailage longitudinal** : le ferrailage est déterminé par le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple.
- ❖ **Ferrailage transversal** : les armatures transversales de l'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :
 - La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.
 - $V_u \leq 0.07f_{c28}$, V_u : Effort tranchant maximum à l'ELU.

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$$b = 100\text{cm} ; h = 50\text{ cm} ; d = 45\text{ cm}$$

- ❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau VI-3:Ferrailage longitudinal du radier

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	Z (cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	157.43	0.054	0,069	43.75	10.34	8T14	12.31
	y-y	130.42	0,045	0,057	43.97	10.71	8T14	12.31
Appuis	x-x	78.71	0.027	0,034	44.38	5.96	8T14	12.31
	y-y							

a. Espacement :

- Travée :

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

- Appuis :

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

Alors on adopte : $S_t = 10\text{cm}$

b. Condition de non fragilité

On a : $e = 50\text{cm} > 30\text{cm}$, $b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_s \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 4.26 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\text{‰} \text{ pour les barres à haute adhérence.} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.87 \end{cases}$

❖ Travée :

Sens x-x : $A_x = 12.31 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 4.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifier.

Sens y-y : $A_y = 12.31 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifier.

❖ Appuis :

Sens x-x : $A_x = 12.31 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 4.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifier.

Sens y-y : $A_y = 12.31 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifier.

VI.8.4 Vérification à L'ELS :**a. Évaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.87 \text{ alors } \begin{cases} \mu_x = 0.055 \\ \mu_y = 0.812 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 136.54 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 110.87 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 102.5 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 94.23 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 M_x = 51.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. État limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire

c. État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28}$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} by^2 + n(y - d')A'_s - nA_{st}(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 184.69$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} by^3 + nA_{st}(d - y)^2 + nA'_s(d - y)$$

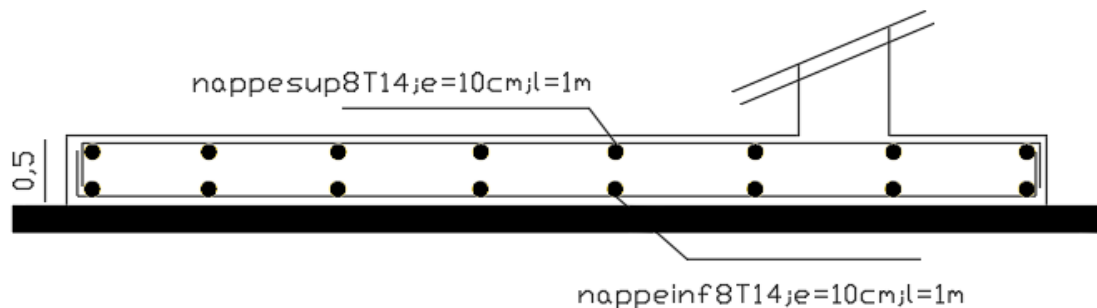
y : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I : Moment d'inertie.

n = 15 ; Le tableau ci-dessous récapitulatif des résultats :

Tableau VI-4: Vérification du radier à l'ELS.

		$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	(x-x)	102.5	16.08	11.17	257781.80	4.44	vérifiée
	(y-y)	94.23	16.08	11.17	257781.80	4.08	
Appuis		51.25	12.31	11.17	257781.80	2.22	

VI.8.5 Schéma de ferrailage du radier :**Figure VI-2:** Disposition d'armatures du radier.**VI.8.6 Ferrailage de la nervure :**

Les nervures sont des poutres de section en T, elles sont calculées à la flexion simple.

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture) ; Mais pour la simplification des calculs, on des charges équivalentes uniformément réparties et on ferraille la nervure la plus sollicitée on adopte le même ferrailage pour les autres nervures .le calcul des sollicitations de fait par la méthode de Caquot.

VI.8.6.1 Calcul des sollicitations :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable

❖ Principe de calcul

Notation de longueur

$$\begin{cases} L' = 0.8L_{travée\ intermédiaire} \\ L' = L_{travée\ derive} \end{cases} \quad \text{Cas des charges uniformément réparties.}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} \text{ appuis intermédiaire} \\ M_a = 0 \text{ appuis d'extrémité} \end{cases}$$

q_e : Charge répartie droite de l'appui considéré

q_w : Charge répartie gauche de l'appui considéré

Moment en travée :

$$\begin{cases} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{q x_0^2}{2} - \sum p_i x \end{cases}$$

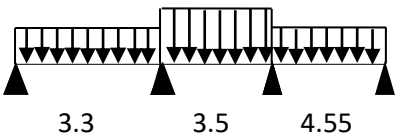
Effort tranchants :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{qL}{2} - \sum p_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + qL + \sum p_i \end{cases}$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats

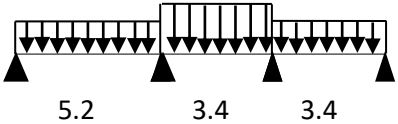
Sens x-x

Tableau III- 5 : Sollicitation de la nervure x-x

Type de Travée	ELU			ELS	
	$M_a \text{ max}$ KN. m	$M_t \text{ max}$ KN. m	V_{max} KN.	$M_a \text{ max}$ KN. m	$M_t \text{ max}$ KN. m
Travée 3					
	-477.35	538.80	510.53	346.91	399.11

Sens y-y :

Tableau III- 6 : Sollicitation de la nervure y-y

Type de Travée	ELU			ELS	
	$M_{a \max}$ KN. m	$M_{t \max}$ KN. m	$V_{\max}$ KN.	$M_{a \max}$ KN. m	$M_{t \max}$ KN. m
Travée 1					
	-652.32	703.75	793.11	630.70	521.29

VI.8.6.2 Dimensionnement des poutrelles :

- **Calcul de la largeur de la nervure :**

$$0.4h \leq b_0 \leq 0.8h \text{ avec } h=20\text{cm}$$

$$32\text{cm} \leq b_0 \leq 64\text{cm}$$

Pour des raisons de construction, on prend $b_0 = 60\text{cm}$.

- **Calcul de la largeur d'une aile de la section en T :**

$$(b - b_0) \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

b : Largeur efficace.

b_0 : largeur de la poutrelle ($b_0 = 60\text{cm}$).

l_x : La distance entre les faces voisines de deux nervures consécutives.

l_y : Longueur entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles.

$$\frac{(b-60)}{2} \leq \min\left(\frac{455}{2}, \frac{340}{10}\right) \Rightarrow b - 60 \leq 34 \times 2 \Rightarrow b = 110\text{cm}$$

On adoptera donc les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} b = 110\text{cm} \\ b_0 = 60\text{cm} \\ h_t = 80\text{cm} \\ h_0 = 5\text{cm} \end{cases}$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage :

Tableau VI-7: Ferrailage longitudinal des nervures.

Localisation		M(KN. m)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix des barres	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
x-x	Travée	538.80	21.22	9.96	6T20+2T16	22.87
	Appui	-477.35	18.73		8T16+2T14	19.14
y-y	Travée	703.75	28.03	9.96	8T20+4T14	31.29
	Appui	-652.32	25.91		6T20+4T16	26.89

VI.8.7 Vérification de l'effort tranchant : (BAELA.5.1, 1)[3]

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{793.11}{110 \times 75} = 0.96 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0.96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

$$\tau_u = 0.96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

VI.8.7.1 Diamètre des armatures transversales : (BAELA.7.2, 2)[3]

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{L_{\max}} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(20 ; \frac{750}{35} ; \frac{600}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } \phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4 \phi 10 \Rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

VI.8.8 Vérification à l'ELS

Le tableau ci-après résume les résultats de vérification à l'ELS des nervures :

Tableau VI-8 : Vérification des nervures à l'ELS.

	Position	M_{ser} (KN.m)	$Y(\text{cm}^2)$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
x-x	Travée	399.11	18.73	1327130.24	5.63	15	Oui
	Appui	346.91	17.34	1145683.91	5.25		
y-y	Travée	521.29	21.38	1707769.63	6.52		Oui
	Appui	630.70	20.07	1513454.05	8.36		

VI.8.9 Schéma de ferrailage des nervures :

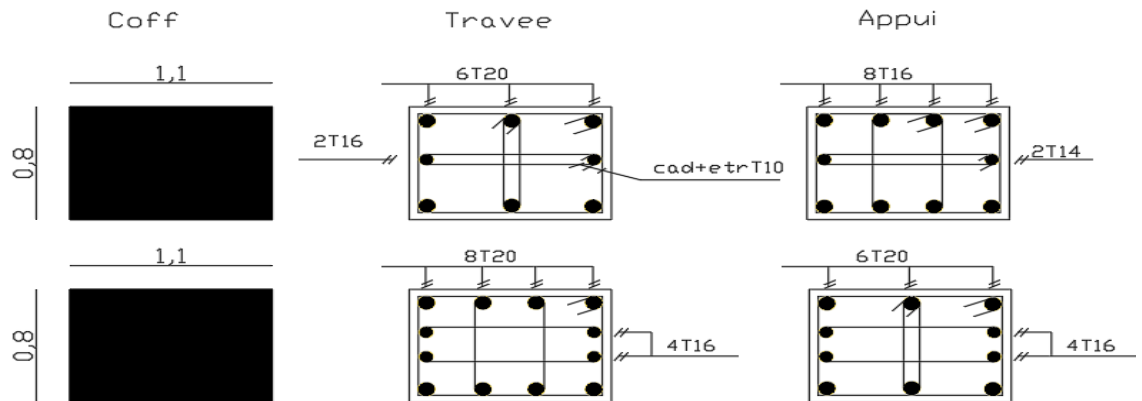


Figure VI-4: Schéma de ferrailage des nervures.

VI.8.10 Schéma de ferrailage global

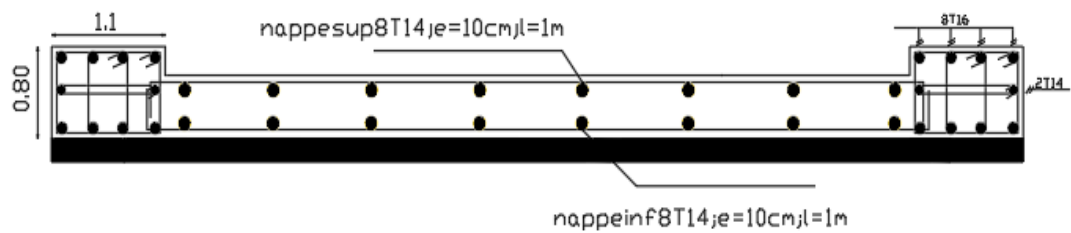


Figure VI-5 : Schéma de ferrailage de radier sens x-x.

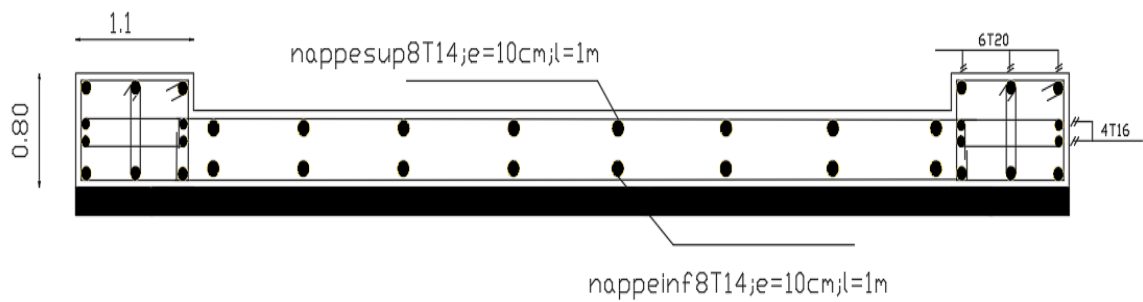


Figure VI-6 : Schéma de ferrailage de radier sens y-y.

VI.9 Étude du mur voile périphérique :

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier ...) et le niveau de base, alors Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation et le niveau (± 00).

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

D'après RPA (Art 10.1.2)[1], le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens horizontal et vertical.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.10 Epaisseur du mur :

L'épaisse (e) du mur sera donnée par la condition suivante.

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}, 15\text{cm}\right)$$

h_e : La hauteur de mur ($h_e = 3.88 \text{ m}$)

Alors on opte pour une epaisseur $e = 20\text{cm}$

VI.11 Caractéristiques du sol :

- Poids volumique du remblai: $\gamma = 18\text{KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 43.94^\circ$
- Cohésion : $C = 31 \text{ KPa}$

VI.12 Méthode de calcul :

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque coté. Donc il est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

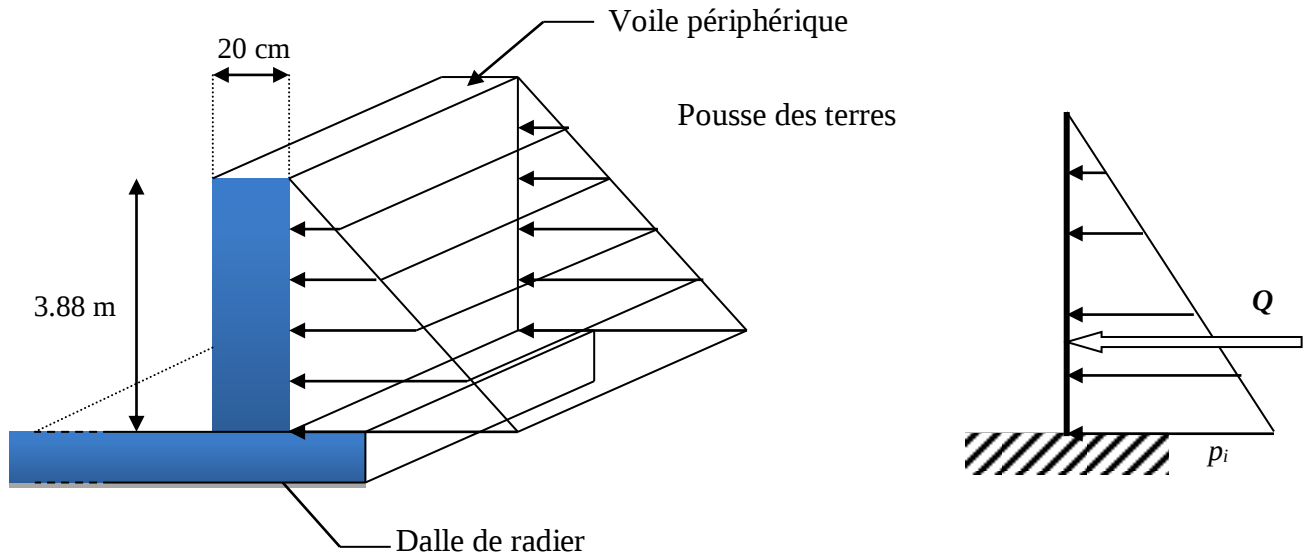


Figure VI-7: Schéma statique d'un voile périphérique.

VI.13 Sollicitations :

D'après [13] on a:

$$P = \gamma_d \times h \times K_0$$

$\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^2$: Poids spécifique du remblai.

K_0 : Coefficient de poussée (surface horizontale).

$$K_0 = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.18$$

Donc :

$$P = 18 \times 3.88 \times 0.18 = 12.57 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35 \times P = 16.96 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = P = 12.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.88}{4.55} = 0.85 > 0.4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 [2]:

- 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 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et } \nu.$$

$$\rho = 0.87 \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0506 \times 16.96 \times 3.88^2 = 12.93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.6864 \times 12.93 = 8.87 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 12.93 = 9.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.87 = 7.53 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 0.5 \times 12.93 = 6.46 \text{ KN.m}$$

VI.14 Ferrailage de la dalle :

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $L = 4.55 \text{ m}$ et comme hauteur $h = 3.88 \text{ m}$, Ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres et les longrines). On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 15 \text{ cm}$$

Avec : $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h = 2 \text{ cm}^2$ condition exigée par le [1].

- ❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau VI.9 : choix de ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (KN.m)	M	A	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)
Travée	x-x	9.69	0.03	0.038	14.77	1.88	2	4T8	2.01
	y-y	7.53	0.023	0.029	14.82	1.45		4T8	2.01
Appuis	x-x y-y	6.46	0.02	0.025	14.85	1.25		4T8	2.01

- ❖ Espacements :

$$\text{Sens X-X : } S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y-Y : } S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

VI.15 Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$v_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16.96 \times 4.55 \times 3.88}{2 \times 3.88 + 4.55} = 24.32 \text{ KN}$$

$$v_y = \frac{q_u L_x}{3} = 21.93 \text{ KN}$$

$$v_u^{\max} = \max(T_x, T_y) = 24.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{24.32}{1000 \times 150} = 0.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

VI.16 Vérification à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est nuisible, donc la vérification à faire :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right)$$

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28}$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau VI.10 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

Position		M _{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Vérification
Travée	x-x	8.16	2.72	5217.4	4.25	15	19.2	201.63	Oui
	y-y	7.2			3.75		16.94		
Appuis		5.44			2.83		12.8		

VI.17 Schéma de ferrailage des voiles périphérique:

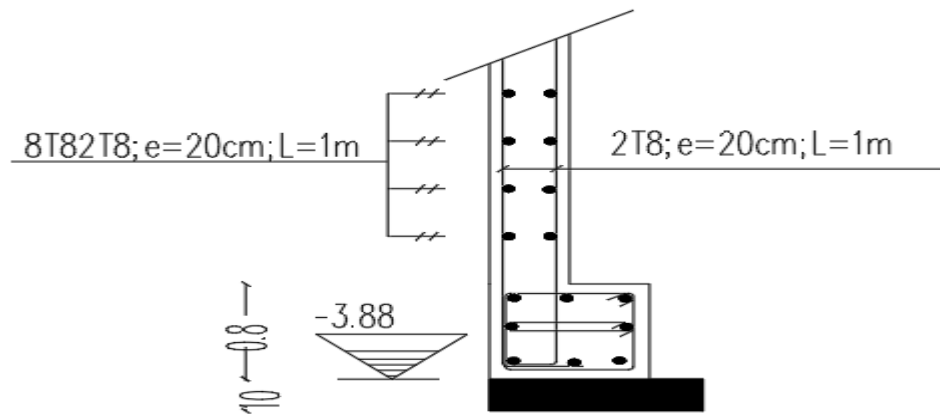


Figure VI-8: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.18 Conclusion :

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Chapitre VII

Analyse statique non linéaire

VII.1 Introduction :

Le besoin de détermination et l'évaluation des dommages dans les structures plus que jamais, les méthodes linéaires élastiques classiques sont insuffisantes et pour la réduction des dommages des structures résultant des séismes et la minimisation en pertes matérielles et humaines. Il est nécessaire de s'approcher le plus du comportement réel, par prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en étudiant leurs comportement dans le domaine plastique grâce à l'avancée rapide dans le domaine informatique et au développement de nouvelles méthodes pour l'évaluation et la conception sismique des structures.

Parmi ces méthodes des méthodes de conception basée sur la performance, ces méthodes basent leur méthodologie essentiellement sur la méthode d'analyse statique non linéaire, plus connue sous le nom de méthode Push over.

VII.2 Définition de l'analyse pushover :

L'analyse push-over ou, est une procédure d'analyse originalement développée en 1975. C'est une procédure statique non-linéaire dont laquelle la structure est soumise à un chargement latérale statique croissant Uniforme, Triangulaire, ou Ponctuel (l'allure du chargement appliqué lors de l'analyse a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique) jusqu'à atteindre un déplacement cible. Pour cela, on fait augmenter progressivement l'intensité de cette charge latérale jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure.

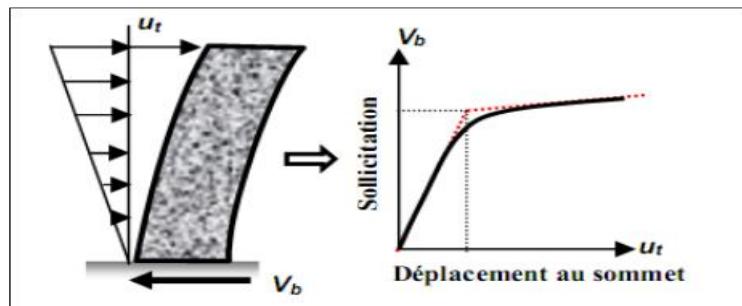


Figure VII-1 : Courbe de capacité d'une structure[9].

VII.3 But de l'analyse Push over :

Le but de l'analyse push-over est de décrire le comportement réel de la structure (élasto-plastique) et fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique:

- L'identification des zones critiques (où les déformations sont supposées être grandes).
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles tels que la zone nodale (sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, et les sollicitations de cisaillement).
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de la structure.

VII.4 Origine de l'analyse push over :

L'analyse statique "Push-over" est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, 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. Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent.

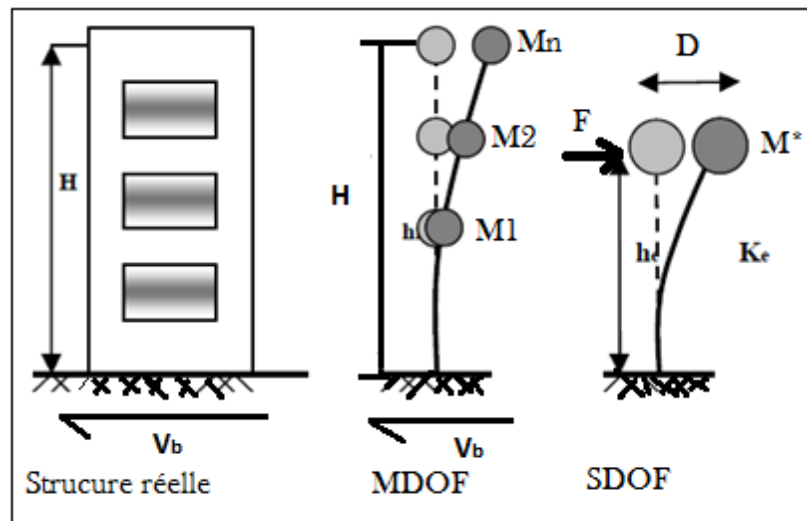


Figure VII-2 : Système d'une structure à plusieurs degrés de libertés[14].

VII.5 Formulation de l'analyse statique non-linéaire par poussée progressive « push over » :

L'hypothèse de base de cette méthode et le fait de rapporter les structures 3D ou 2D à un système à un seul degré de liberté (SSDDL), où la réponse dominante est celle du premier mode.

Pour un système à plusieurs degrés de libertés (SPDDL), L'équation différentielle du mouvement s'écrit comme suite :

$$[M] \times \ddot{x}_i + [C] \times \dot{x}_i + [Q] = -[M] \times \ddot{x}_g$$

Avec :

$[M]$: Matrice de masse.

$[C]$: Matrice de d'amortissement.

$[Q]$: Vecteur des forces dans les niveaux d'étage de la structure.

$\ddot{x}_g$: L'accélération du sol.

Pour la représentation de la réponse du système à (SPDDL) sous forme d'une réponse d'un système à (SSDDL), l'équation différentielle du mouvement peut être exprimé par le vecteur propre $\{\phi\}$. Pour cela le vecteur de déplacement relatif (x) se manifeste sous forme:

$$X = \{\phi\} \times x_i \dots \dots \dots (1)$$

L'équation différentielle du mouvement du système sera donc écrite comme suit :

$$[M] \times \{\phi\} \times \ddot{x}_i + [C] \times \{\phi\} \times \dot{x}_i + [Q] = -[M] \times \{I\} \times \ddot{x}_g \dots \dots \dots (2)$$

Le déplacement du système à un DDL équivalent, sera donné sous la forme :

$$x^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{I\}} x_i \dots \dots \dots (3)$$

Avec :

$\{I\}$: le vecteur Identité.

En multipliant l'équation (2) par : $\{\phi\}^T$, et en utilisant l'équation (3), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

$$M^* \ddot{x}_i^* + C^* \dot{x}_i^* + Q^* = -M^* \ddot{x}_g$$

M^*, C^*, Q^* Représentent les propriétés du système à 1DDL équivalent, elles sont données par :

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{\phi\}$$

$$Q^* = \{\phi\}^T [Q]$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{I\}}$$

Ayant calculé ces caractéristiques (M^*, C^*, Q^*), avec une connaissance de la forme du vecteur (ϕ), on peut déterminer la période élastique du système équivalent comme suite :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{X_y^* m^*}{f_y^*}}$$

Alors la courbe de capacité pour un système (SSDDL) comme suite :

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

$$F^* = \frac{f_b}{\Gamma}$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2}$$

Γ : Est le facteur de participation modale.

d^* : Est le déplacement équivalent.

F^* : Est la force équivalente.

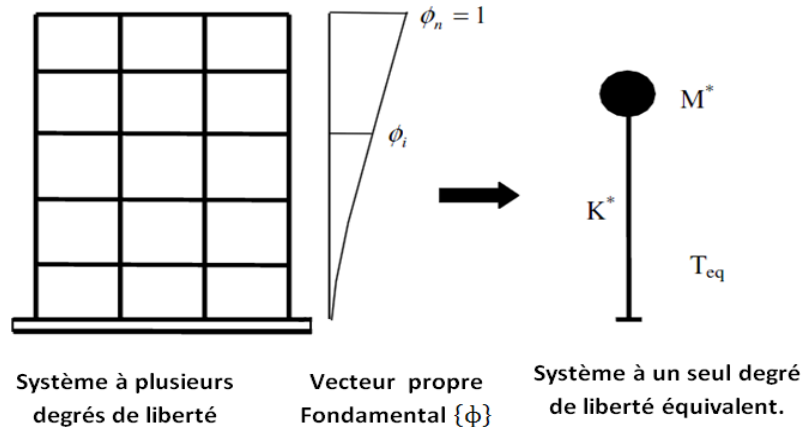


Figure VII-3 : Transformation d'un système PDDL à un système 1DDL[9].

VII.6 Principe de la méthode de "Push over" :

Le principe consiste à superposer dans un diagramme unique, en Accélération-Déplacement, le spectre de dimensionnement et la courbe de capacité de la structure afin de dégager le «point de fonctionnement ou de performance» de la structure.

La méthode "Push-over" conventionnelle suit les pas généraux suivants :

- Construction de la courbe "Push-over" effort tranchant à la base V_b -déplacement D_s au sommet.

- Conversion de courbe de "Push-over" (V_b-D_s) au courbe de capacité (S_a-S_d).
- Conversion du spectre de réponse élastique (S_a-T) au spectre de demande (S_a-S_d).
- Détermination du point de performance de la structure.

VII.7 Transformation de la courbe de capacité :

Pour effectuer une analyse push-over, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est sous la forme effort tranchant à la base et le déplacement en tête ($V-D$), en un spectre de capacité qui est la représentation de la courbe de capacité en format accélération spectrale-déplacement spectrale ($S_a - S_d$) d'un système à 1DDL équivalent correspondant au premier mode de vibration de la structure réel.

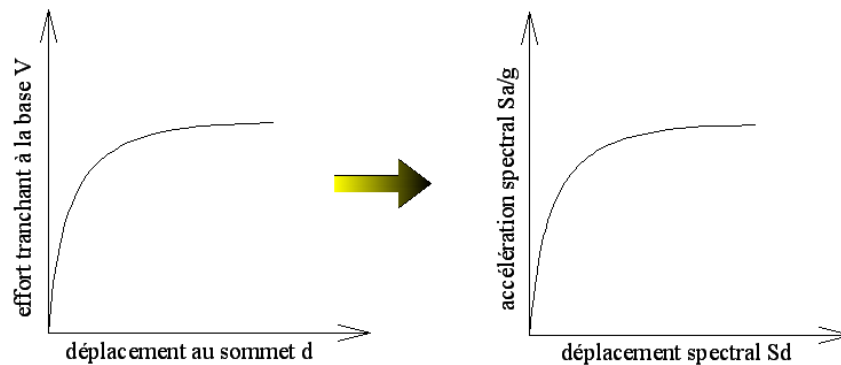


Figure VII-4 :Transformation de la courbe de capacité [9].

VII.8 Transformation du spectre de demande:

La transformation de la courbe Pushover en courbe de capacité (accélération spectrale S_a en fonction du Déplacement spectrale (S_d ($S_a = f(S_d)$)) est nécessaire pour pouvoir comparer la capacité de la structure avec la demande sismique.

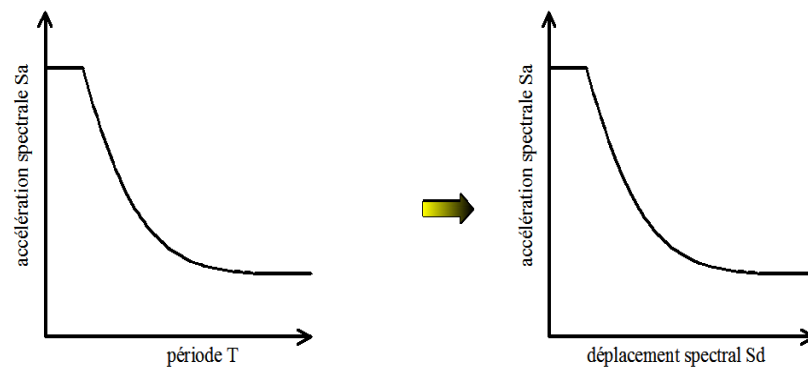


Figure VII-5 :Transformation du spectre de demande[9].

Cette dernière est représentée par un spectre de réponse en format ADRS (S_a/S_d). La comparaison entre les deux permet de trouver la demande de déplacement de la structure appelée aussi le déplacement cible ou déplacement du point de performance (PP).

VII.9 Le point de performance :

La superposition des deux graphes « courbe de capacité et spectre de demande » permet l'obtention du point de performance dit aussi point de fonctionnement. Ce point de performance permet de décrire l'état d'endommagement des structures.

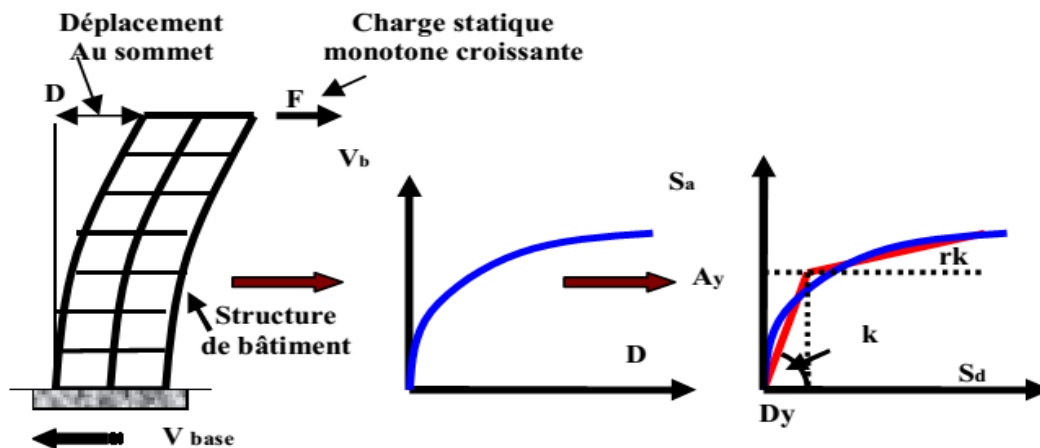


Figure.VII.6 : Point de performance[9].

La procédure de la performance est fondée sur deux mots clés sont la demande et la capacité :

- La demande : est une représentation du mouvement du sol.
- La capacité: est une représentation de la capacité de la structure de résister à la demande. La performance dépend d'une manière que la capacité est capable de gérer la demande. En d'autres termes, la structure doit avoir la capacité de résister aux demandes sismiques.

VII.10 Rotules plastiques :

Les propriétés des rotules plastiques ont été utilisées pour exécuter l'analyse de push over. Pour définir les propriétés de rotule par le concepteur, la procédure se fera par la détermination de la courbe moment-courbure. Dans cette procédure, on assume que le moment varie linéairement le long des poutres et des poteaux avec un point d'inflexion se dirigeant au milieu des éléments, sur la base de cette hypothèse, la relation entre la courbure et la relation d'écoulement est obtenue comme suit :

$\Theta_y = L \times \varphi_y$ Avec :

L : Longueur de l'élément

φ_y : Courbure à l'écoulement

θ_y : Rotation à l'écoulement

La capacité de rotation des rotules plastique des éléments est estimée en utilisant l'équation suivante proposée par l'ATC-40[15], et la valeur du moment ultime de rotation est obtenu en ajoutant de rotation plastique à la rotation du l'écoulement.

$$\theta_y = (\varphi_{ult} - \varphi_y) \times l_p$$

Avec :

l_p : Longueur de rotule plastique

φ_{ult} : Courbure ultime

θ_p : Rotation plastique

ATC-40 suggère que longueur de la rotule plastique est égale à la moitié de la profondeur de coupe dans le sens de chargement est une valeur acceptable, qui donne généralement des résultats conservateurs.

VII.11 Définition du comportement non-linéaire des éléments structuraux :

❖ Éléments poteaux-poutres :

En utilisant le ferrailage des éléments (poteaux et poutres) calculés en chapitre V, le comportement non linéaire a été déterminé pour les différents éléments poutres et affecté au modèle de la structure établi en chapitre IV. Le comportement non linéaire se traduit par l'introduction des rotules plastiques aux niveaux des sections susceptibles de se plastifiées. Les différentes étapes de modélisation non linéaire par rotule plastique sont données par la suite :

1. Affectation du ferrailage calculé à l'élément.
2. Affichage de la loi de comportement Moment-courbure de la section ferrillée et extraction la courbe bilinéaire.
3. Détermination des rotules plastiques. On note qu'on a deux types, les rotules affectées aux poutres sont de type flexion (M3) tandis que celles affectées aux poteaux tiennent en compte du couplage entre l'effort normal et les moments de flexion (P-M2-M3).
4. Affectation des lois de comportement bilinéaire aux rotules plastiques. Cette étape peut être soit faite automatiquement par le SAP2000 ou bien manuellement.
5. Affectation des rotules plastiques aux éléments poteaux et poutres.

VII.12 Définition du chargement de l'analyse "Pushover" :

L'analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible et puisque cette charges ne sont pas connues on introduit dans le SAP2000 un « déplacement contrôlé »

- **Définition de l'analyse statique non linéaire sous charges gravitaires :**

Cette étape consiste à définir les charges gravitaire dans le domaine non linéaire en considérant la combinaison $G+0.2Q$.

- **Définition de l'analyse sous charges horizontales :**

Après avoir définir les charges gravitaire dans le domaine non linéaire, on passe à l'analyse statique non linéaire sous charge horizontales (analyse Push-over). Les données d'analyse push-over dans le sens x, elle représente la phase la plus importante dans l'analyse statique non linéaire au moyen du SAP2000 et elle comprend la détermination du point de contrôle et le déplacement cible D_{cible} . Ce dernier correspond au déplacement à partir de lequel la structure devienne instable.

VII.13 Déplacement cible :

La relation entre l'analyse en poussée progressive, qui est statique, et le comportement réel de l'ossature sous séisme, qui est dynamique, est établie par la définition d'un déplacement « cible », déplacement maximum attendu de la structure. Il permet d'associer les résultats de l'analyse en poussée progressive, qui caractérisent « l'offre de déformation », à la « demande de déformation » correspondant au déplacement cible.

VII.14 L'analyse Push Over:

L'analyse push over peut être exécutée directement par un programme de calcul qui peut modéliser le comportement non linéaire des éléments de la structure intervenant dans la résistance aux charges latérales .Pour analyser et concevoir une structure en utilisant SAP2000

VII.14.1 Présentation du logiciel SAP2000 :

SAP2000 est un logiciel développé par la compagnie "Computers and Structures, Inc." pour l'analyse et la conception des structures. C'est un système entièrement intégré pour modéliser, analyser, concevoir et optimiser des types particuliers de structures.

SAP2000 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. Pour notre travail on a utilisé la version 21. Les étapes générales suivantes sont exigées :

1. Créer ou modifier un modèle qui définit numériquement les paramètres de géométrie, de propriétés, de chargement et d'analyse pour la structure.
2. Exécuter une analyse du modèle.
3. Passer en revue les résultats de l'analyse.
4. vérifier et optimiser la conception de la structure.

Le logiciel SAP 2000 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.

VII.14.2 Définition du comportement non linéaire éléments structuraux :

Premièrement on va introduire le ferrailage des poteaux et poutres de la manière suivante (exemple d'un poteau) :

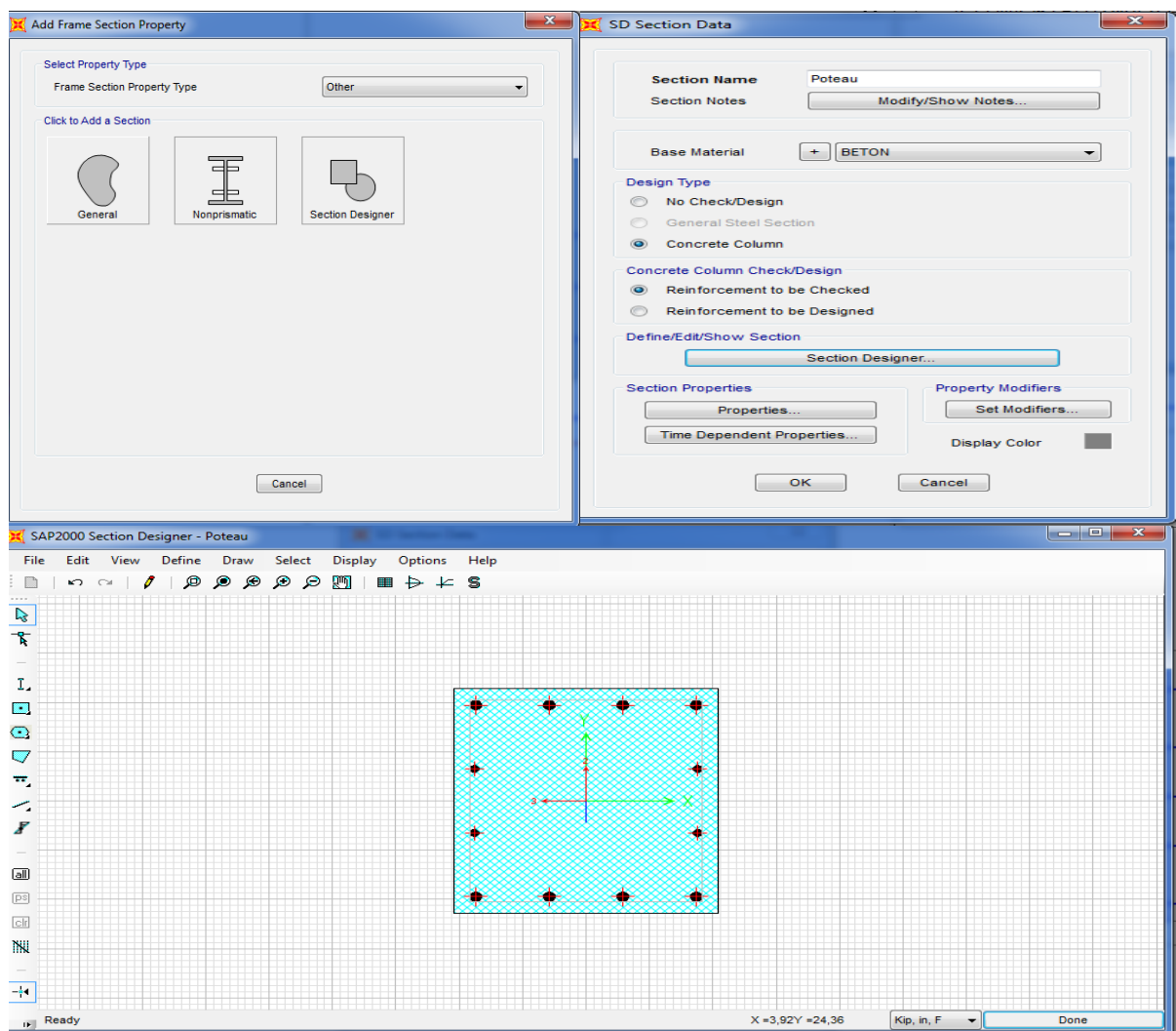


Figure VII-7 : Introduction du ferrailage.

Le comportement non-linéaire des éléments est traduit par l'introduction des rotules plastiques «Plastic Hinge» aux niveaux des sections susceptibles à se plastifier.

Pour définir les rotules plastique : **assign** → **section properties** → **hingesproperties** .

VII.14.3 Poteau-Poutre :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. 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 (M_3), cisaillement (V_2).
- Poteaux : Rotules de flexion (PM_2M_3), cisaillement suivant axe 2-2 (V_2), cisaillement suivant axe 3-3 (V_3).

❖ Poutre

Les rotules de flexion « M_3 » et de cisaillement « V_2 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :

- Select → frame section → poutres
- Assign → frame → Hinges

Dans la fenêtre qui apparait, pour chaque de type de rotule choisie « **Assign** → **frame** → **Hinges** », on introduit dans la case « Relative Distance » les valeurs des rapports (0.1) et (0.9) qui correspondent aux extrémités des poutres (Nœud).

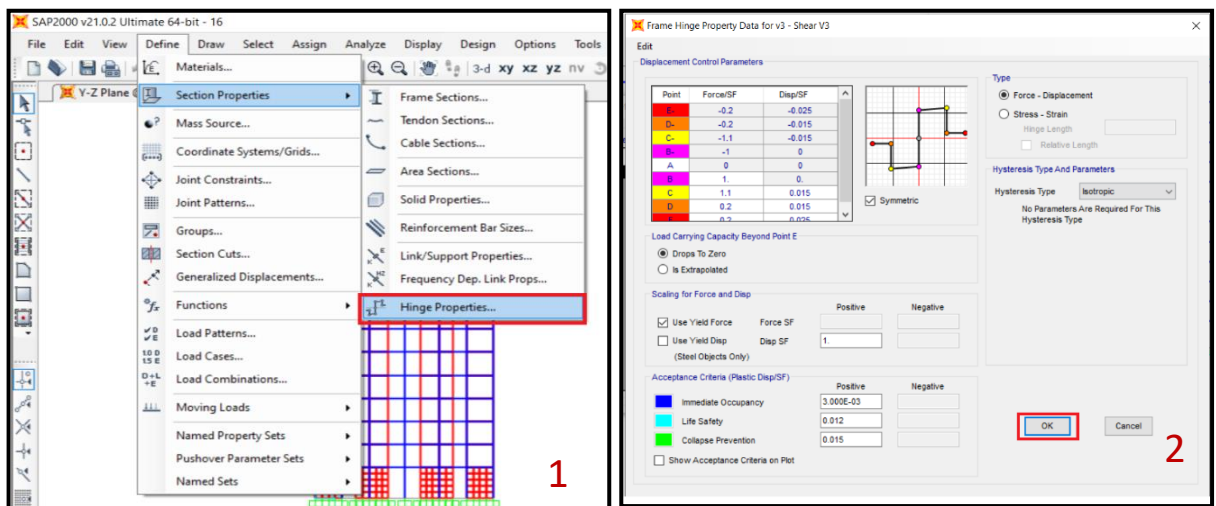


Figure VII-8 :Définition des rotules plastiques (hinges).

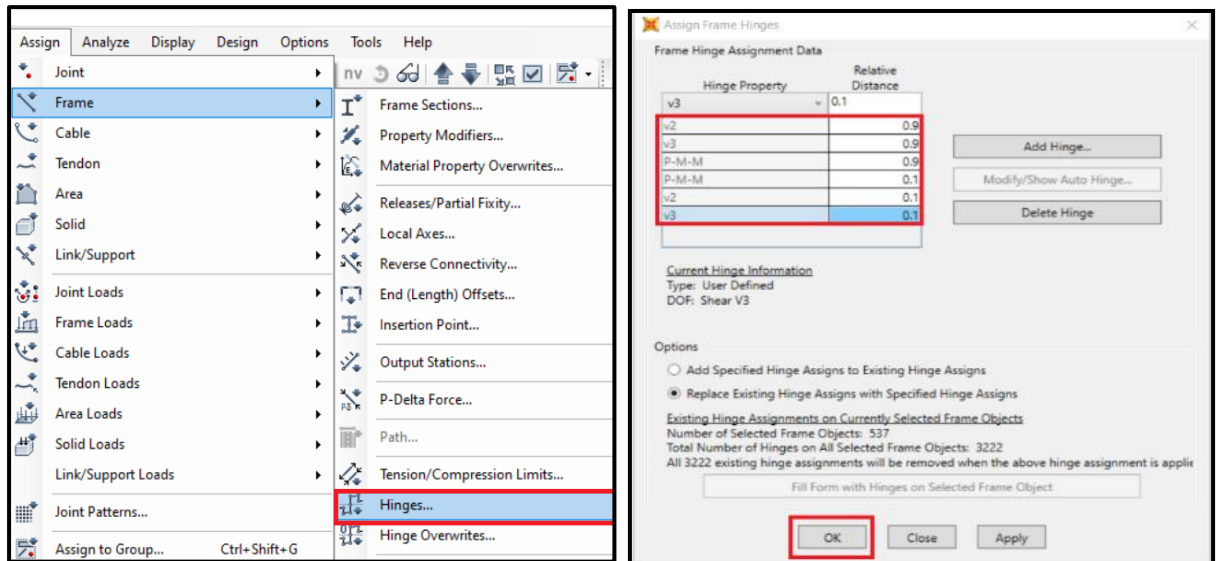


Figure VII-9 : Introduction des rotules plastiques des poutres.

❖ Poteau

Pour les poteaux on introduit des rotules de cisaillement « V_3 » et « V_2 », et des rotules de type « PM_2M_3 ».

Dans la fenêtre qui apparait, Pour chaque de type de rotule choisie « *assign* → *frame* → *Hinges* », on introduit dans la case « RelativeDistance » les valeurs des rapports (0.1) et (0.9) qui correspondent aux extrémités des poteaux (Nœud).

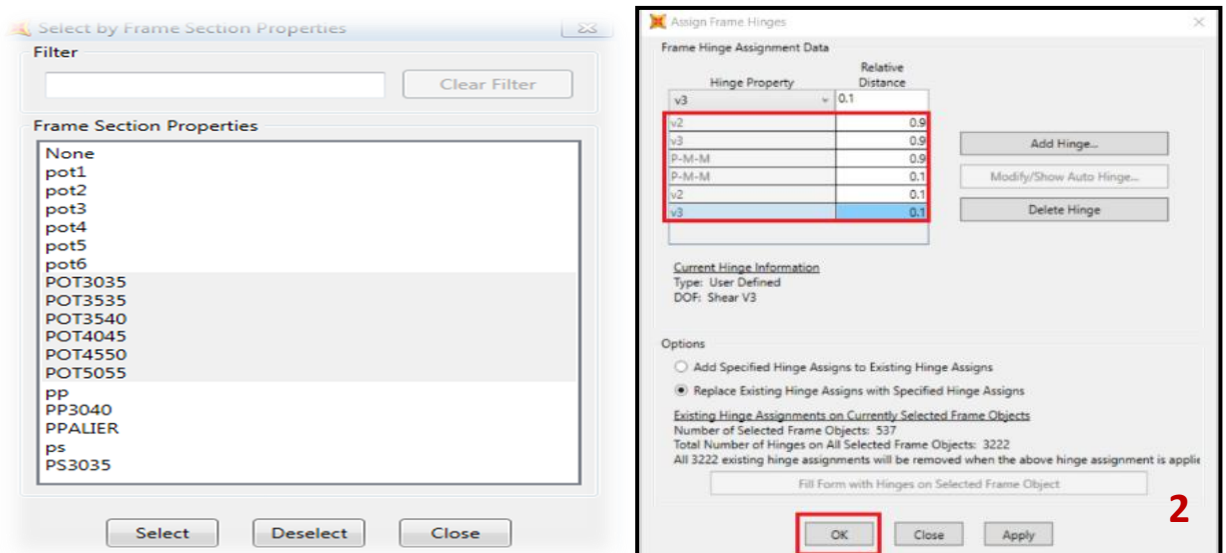


Figure VII-10 : Introduction(Affectation) des rotules plastiques des poteaux.

VII.14.4 Niveaux de dommages :

Le règlement FEMA 273[16] définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique :

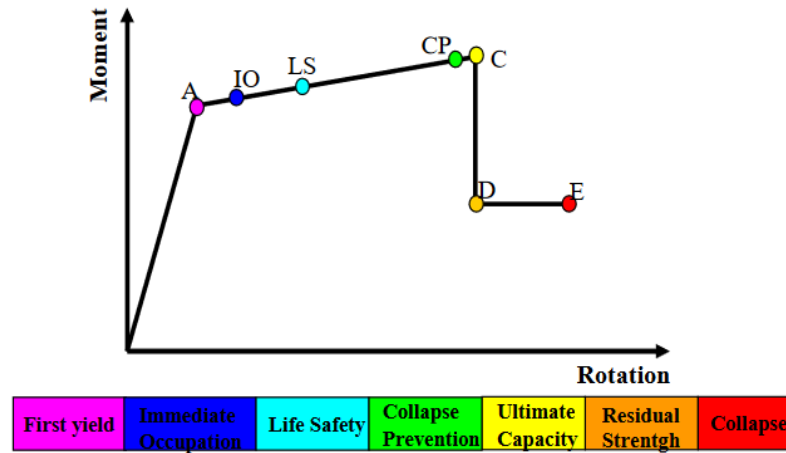


Figure VII-11 : Courbe force-déplacement et moment- rotation pour une définition de rotule utilisée dans SAP2000 (courbe de déformation plastique) [17].

Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages

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 :

- Au niveau IO (Immédiate Occupancy), les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.
- Au niveau LS (Life Safety) "Sécurité des vies", la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- Au niveau CP (Collapse Prévention) "Effondrement évité", la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

Il consiste à éviter les pertes de vie et des biens, la structure peut engendrer un sérieux dommage durant un séisme majeur mais, elle doit rester debout après le mouvement de terre. Alors, la conception de plus qu'un niveau d'intensité d'attaque sismique doit être

adopté comme une philosophie de base de la conception sismique. En terme de déplacement, la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour supposé être lié à un certain niveau d'endommagement.

Tableau VII-1 : niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif.

Niveau de performance	Etat d'endommagement	Déplacement relatif
Totalement opérationnel, occupation immédiate.	négligeable	< 0,2 %
Opérationnel, endommagement modéré	Réparable	< 0,5%
Sécurité sur les vies.	irréparable	< 1,5%
Pré ruine, sécurité limitée.	Sévère	< 2,5%
Ruine		> 2,5%

Les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain FEMA273[16].

Les niveaux de dommage qui contrôlent la loi de comportement des rotules plastiques, définis précédemment sont illustrés par les Figures :

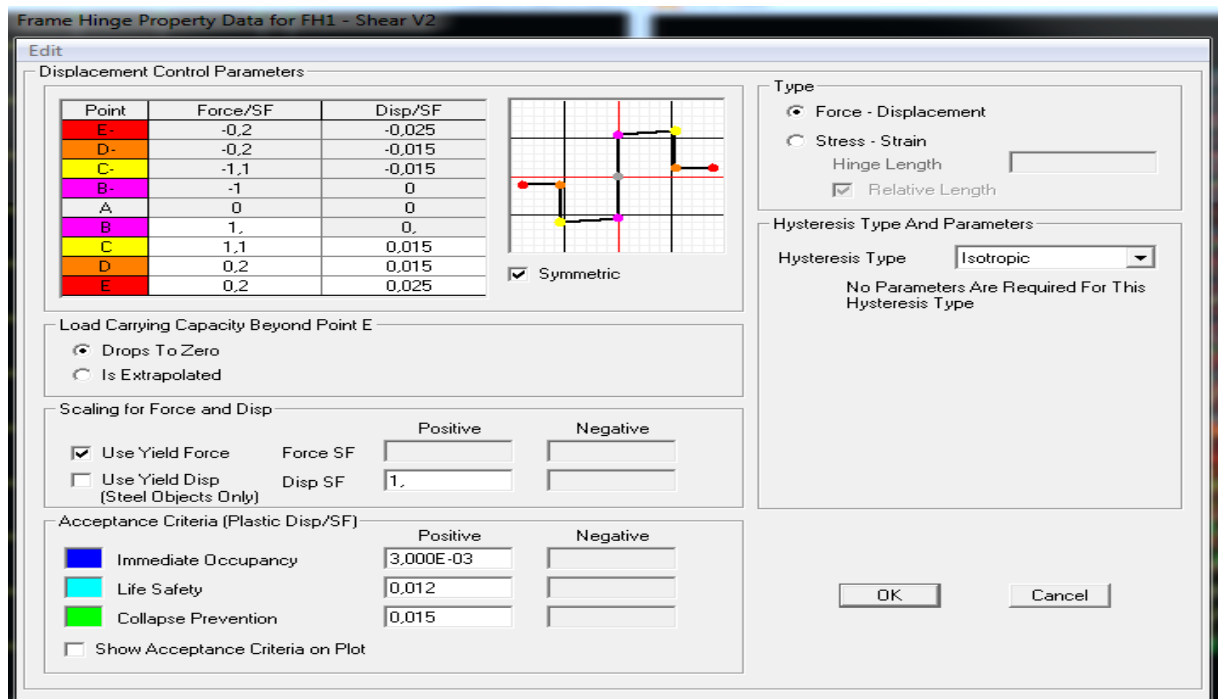


Figure VII-12 : Loi de comportement de rotule de cisaillement de type M3.



Figure VII-13 :Loi de comportement des rotules couplées de type P-M2-M3.

VII.14.5 Définition du chargement de l'analyse Push-over:

Dans cette étude on a adopté une analyse en mode « déplacement contrôlé » c'est-à-dire appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (Analyse en mode « Déplacement contrôlé »).

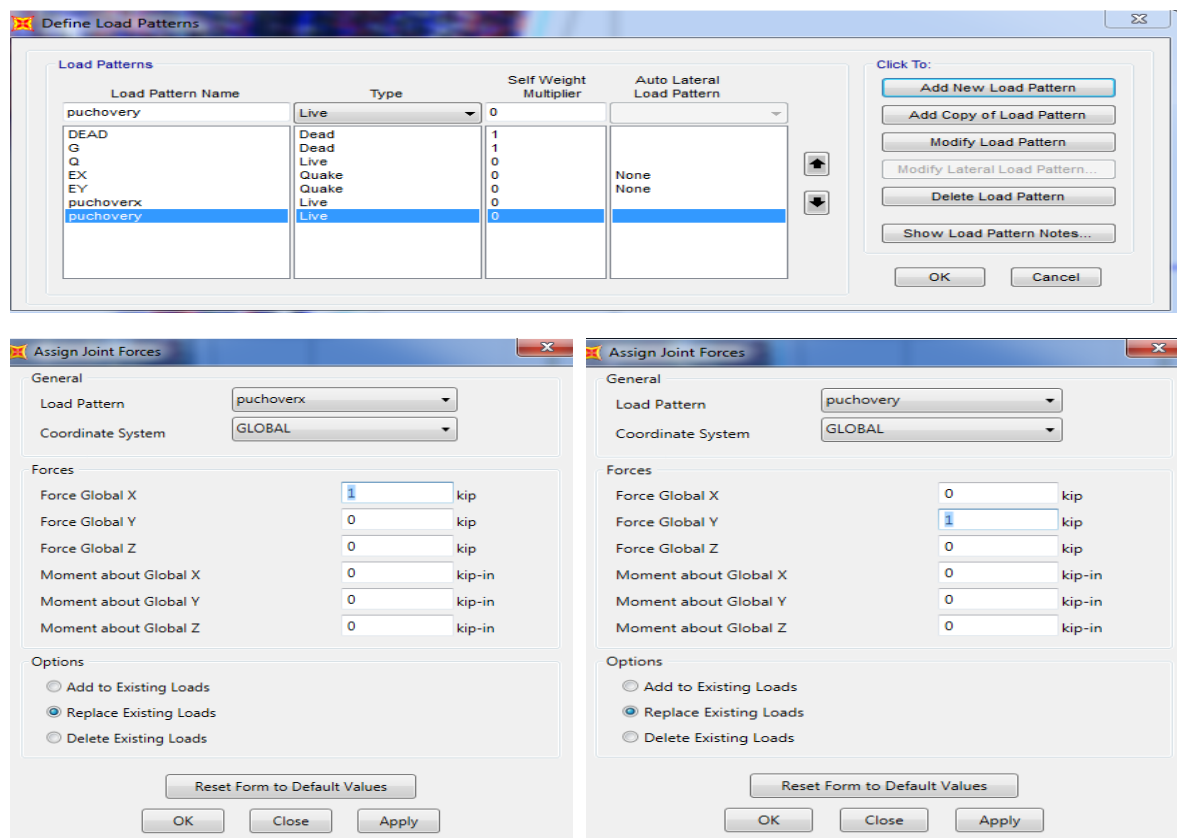


Figure VII-14 :Les charges latérales selon les deux sens x et y.

Ce type d'analyse est mené 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.

En plus de l'analyse en mode (Déplacement contrôlé), le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode « Force contrôlée », ce type d'analyse est choisie lorsque les charges appliquées à la structure sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure (ex : Push gravitaires)

❖ Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

On clique sur : define → load cases → addnew loadcase → dans le case (load case name) on écrit G+0.2Q(push gravitaire) → le type de cette chargement est (static non linear) → Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA 2003 pour la détermination des charges sismiques : (G+0.2Q) → on clique sur (modify)

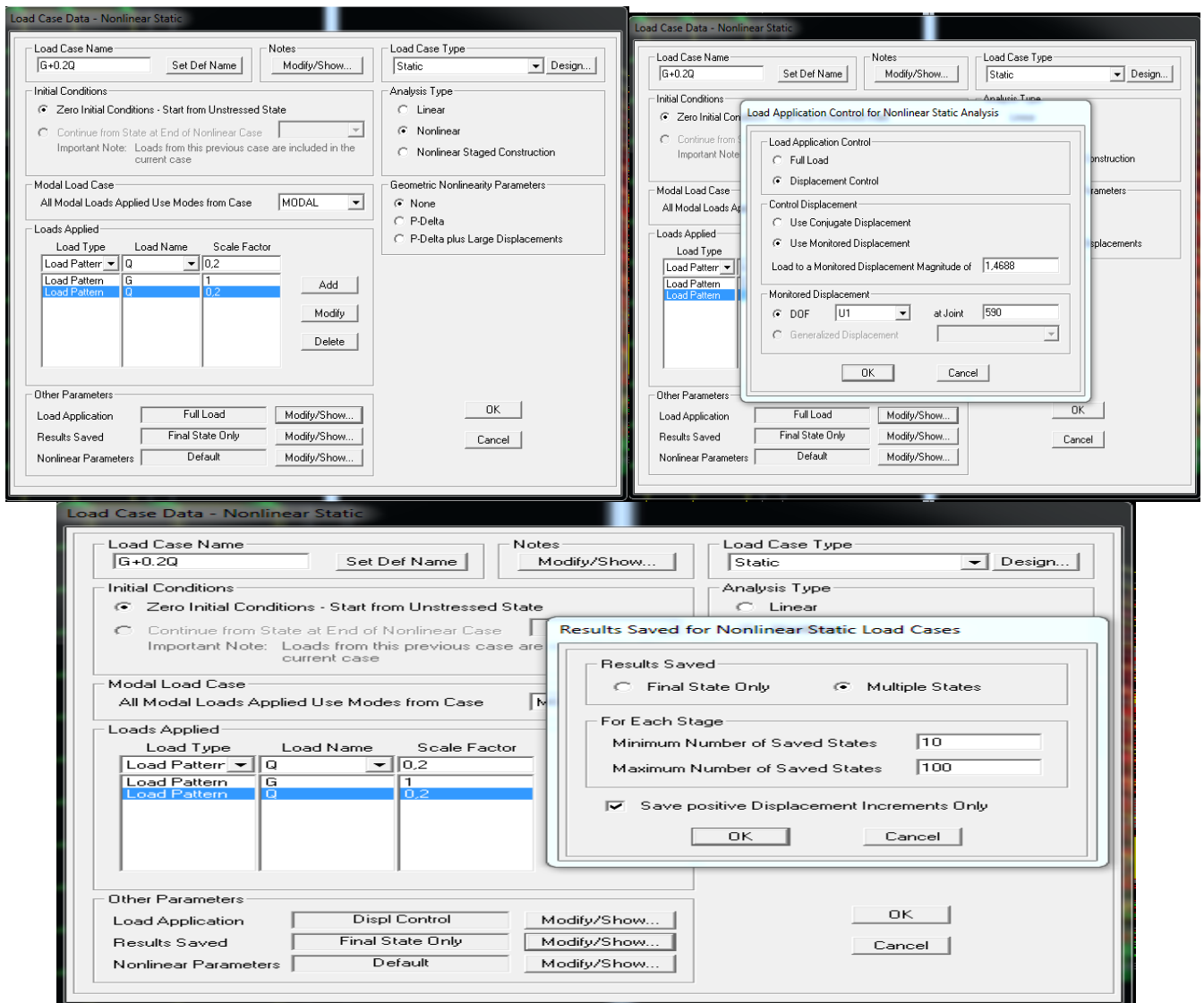


Figure VII-15 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales.

❖ Définition de l'analyse push over sous charges horizontales :

La prochaine étape consiste à l'analyse push-over sous charge horizontales dans les deux sens XX et YY. Dans cette partie, nous allons présenter l'exemple du sens XX. Le chemin emprunté est : **define** → **load cases** → **add new load case** → **load case name (PUSHX)** → **le type de cette chargement est (static non linear)**

Ensuite, dans le boîte (initial conditions) on choisit « continue from stat atend of non linear case,G+0.2Q)»

Dans le boîte (loads applied) on utilise au moins deux types de distributions → on clique sur (modify), dans le boîte (modify), l'analyse est effectuée en mode « Déplacement contrôlé », le déplacement cible est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage : Déplacement cible (nœud maitre au sommet) = $h/25 = 36.72/25 = 1.4688 \text{ m}$

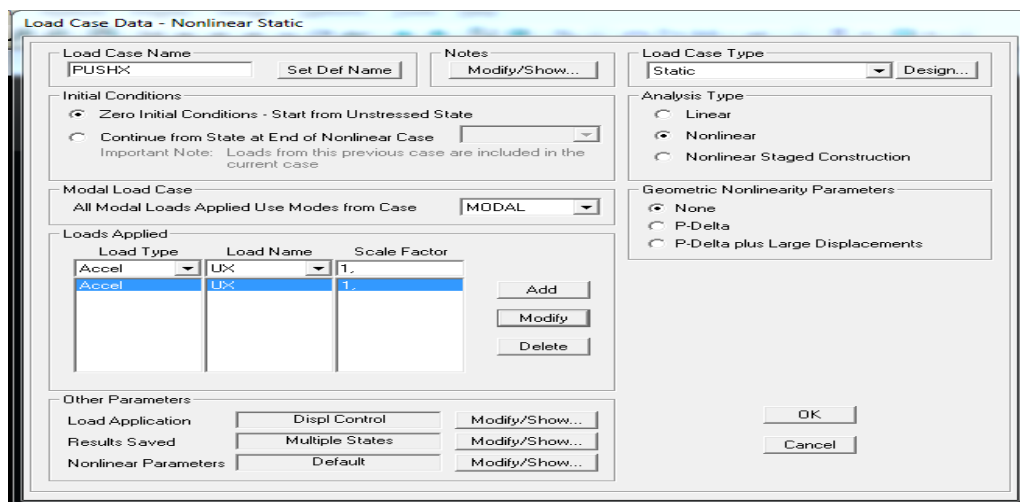


Figure VII-16 :Définition du chargement de l'analyse PushOver

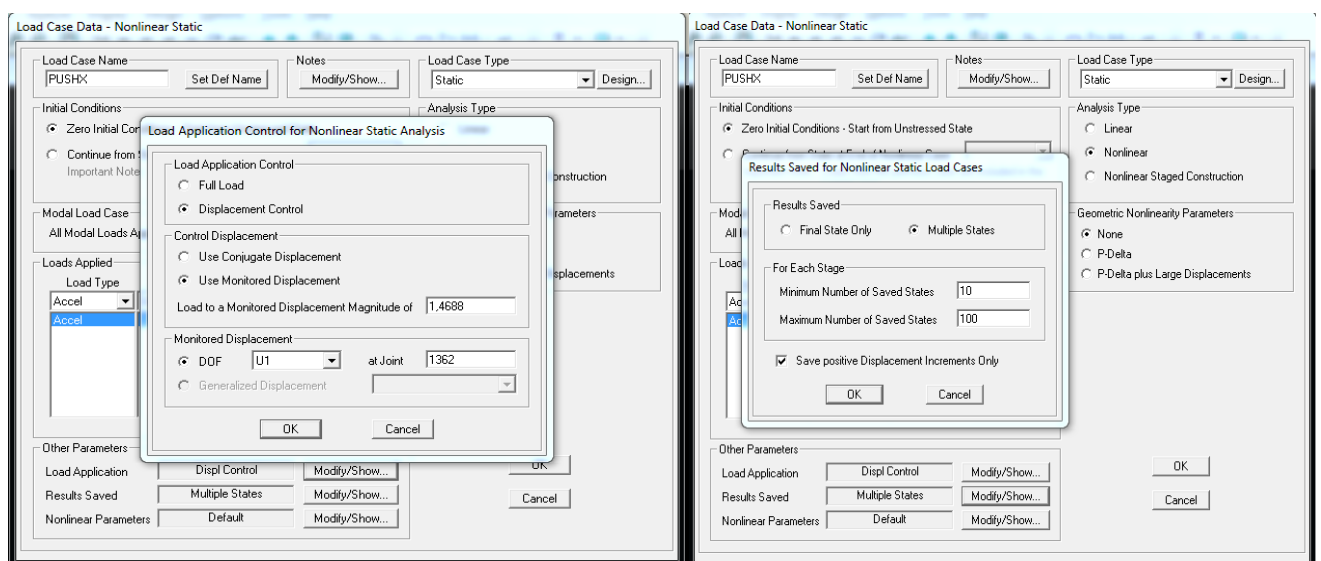


Figure VII-17 :Déplacement cible suivant X (U1).

VII.14.6 Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité :

On clique sur (analyze) → run analyses, une boîte de dialogue apparaîtra (set load cases to run) :

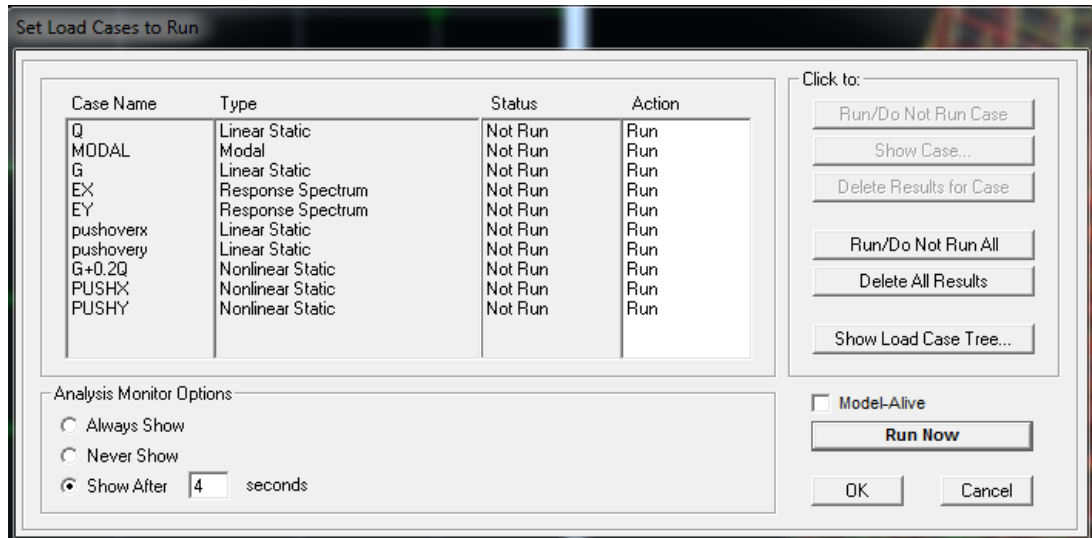


Figure VII-18 : Exécution de l'analyse de Push-over.

Pour visualiser la courbe de capacité: Display → Show Static Pushover Curve. On définit (Push-over parameter sets)

VII.14.7 Résultats de l'analyse Pushover de la structure

VII.14.7.1 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[15], ou celui de FEMA 356[18].

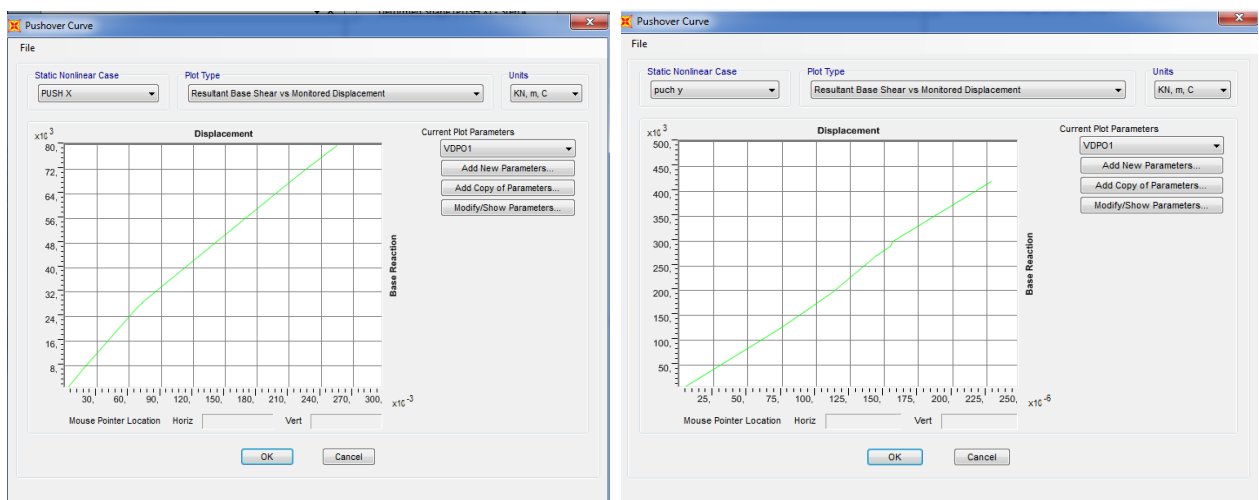


Figure VII-19 : Courbes de capacité push-over dans les deux sens x et y.

VII.14.7.2 Détermination du point de performance :

Le point de performance permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure peut subir, et en conséquence son degré d'évaluation dans le domaine plastique.

Ce point est déterminé en superposant deux courbes une représente la capacité résistance d'une structure et l'autre représente la sollicitation apportée par le séisme qui est le spectre de réponse. Dans notre étude, nous utiliserons l'approche qui est déterminée par la norme américaine ATC40[15], cette approche est basée sur l'utilisation de plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

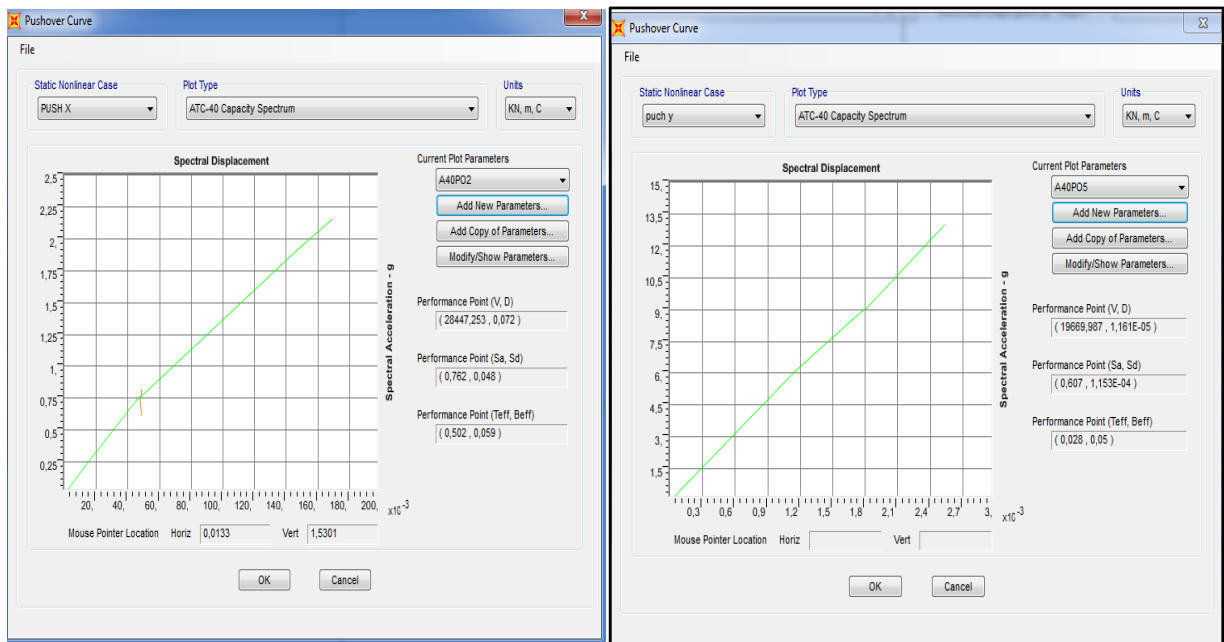


Figure VII-20 : Détermination du point de performance(courbe de capacité spectrale).

Cette courbe est essentielle dans notre analyse et recherche de la disposition optimale, car elle peut nous éclaircir sur les performances dynamiques.

❖ Commentaires :

- La détermination du point de performance a montré que le sens « Y » est plus performant que le sens « X » et cela par la valeur de l'effort tranchant qui revient à chaque sens et le déplacement causé.
- En effet, dans le sens « X » pour un effort tranchant de 28447.253 KN le déplacement est 72 mm. Par contre, dans le sens « Y » l'effort tranchant transmis par la force horizontale à la structure est de 19669.987 KN mais le déplacement causé est moins important que celui du sens X et il est de 0.0116mm.

- On remarque que l'effort tranchant d'une valeur de 28447.253 KN qui provoque l'apparition des rotules plastique de ruine, est quatre fois supérieure à la force obtenue par la méthode statique équivalente ($V_x = 6170.34 \text{ KN}$).
- Même le déplacement global de 0.072 m reste inférieur à la valeur de $0.1 H = 0.306 \text{ m}$ toléré par le règlement RPA99/v2003, pour cela on peut dire que notre structure est très rigide au séisme dans le sens X.
- On remarque que l'effort tranchant d'une valeur de 19669.987 KN qui provoque l'apparition des rotules plastique de ruine, est presque quatre fois supérieure à la force obtenue par la méthode statique équivalente ($V_y = 5170.76 \text{ KN}$).
- Même le déplacement global de 0.00161 mm m reste inférieur à la valeur de $0.1 H = 0.306 \text{ m}$ toléré par le règlement RPA99/V2003, pour cela on peut dire que notre structure est très rigide au séisme aussi dans le sens Y.

VII.14.7.3 La bi linéarisation de la courbe push-over :

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 poste- élastique (état irréversible), jusqu'au point de performance qui représente le dernier point de résistance de cette structure.

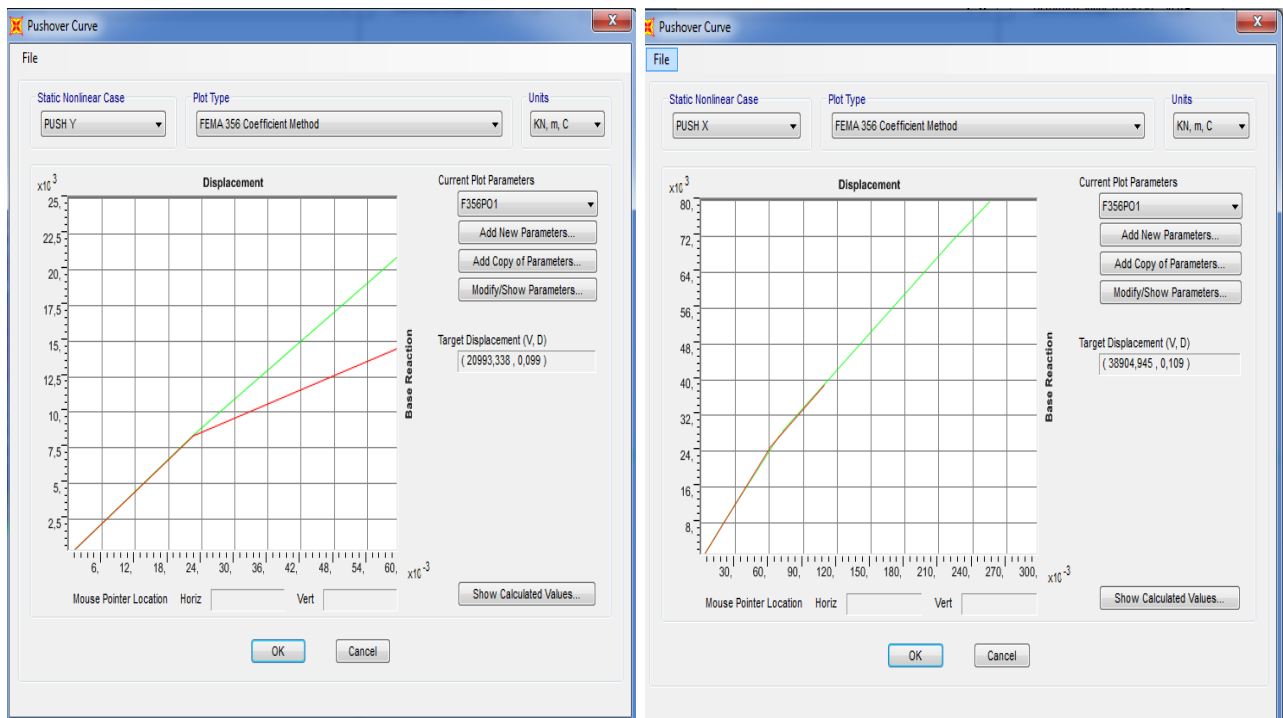


Figure VII-21 : La bi linéarisation de la Courbe de capacité

Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif (β_{eff}), elle nécessite la définition du point, qui représente le point de la performance d'essai estimé par l'ingénieur pour développer la demande spectrale réduite.

Tableau VII-2 : La capacité spectrale de la structure sens x.

Pas	T_{eff} (s)	B_{eff}	S_d de Capacité (m)	S_a de Capacité	S_d de demande (m)	S_a de demande
0	0.489512	0.05	0	0	0.048639	0.817141
1	0.489512	0.05	0.013355	0.224363	0.048639	0.8171919
2	0.499322	0.055071	0.045503	0.734705	0.048427	0.776251
3	0.500063	0.056335	0.045577	0.733721	0.048218	0.769123
4	0.401169	0.057985	0.046734	0.749033	0.047987	0.757641
5	0.502787	0.060624	0.046939	0.747497	0.04757	0.757739
6	0.502772	0.06057	0.047002	0.74853	0.04758	0.757739
7	0.54812	0.052147	0.124573	1.669216	0.047748	0.639794
8	0.561349	0.082388	0.173378	2.214959	0.04886	0.624197
9	0.561349	0.083943	0.174384	2.218441	0.048703	0.619579

D'après cette résultat on a l'amortissement visqueux équivalent commence par 5% jusqu'à 8%, et le point de performance est égale à 72 cm sous un effet d'une force latérale égalé a 28447.253 KN c'est le déplacement cible de nos structure qui est entre les pas 6 et 7, après le pas 7 on a dépassé la capacité ultime de l'ouvrage donc la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total.

Tableau VII-3 : La capacité spectrale de la structure sens y.

Pas	T_{eff} (s)	B_{eff}	S_d de Capacité (m)	S_a de Capacité	S_d de demande (m)	S_a de demande
0	0.027648	0.05	0	0	0.000115	0.607356
1	0.027648	0.05	0.00075	0.3949889	0.000115	0.607358
2	0.027622	0.05	0.001151	0.6073828	0.000115	0.607164
3	0.028138	0.061032	0.001641	0.8342117	0.000115	0.584535
4	0.028291	0.063728	0.001784	0.8970465	0.000117	0.580074

D'après cette résultat on a l'amortissement visqueux équivalent commence par 5% jusqu'à 6%, et le point de performance est égale à 0.115 cm sous un effet d'une force latérale égalé a 19669.987 KN c'est le déplacement cible de nos structure qui est entre les pas 1 et 2, Après le pas 2 on a dépassé la capacité ultime de la structure donc la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total.

VII.14.7.4 Mécanismes de ruine :

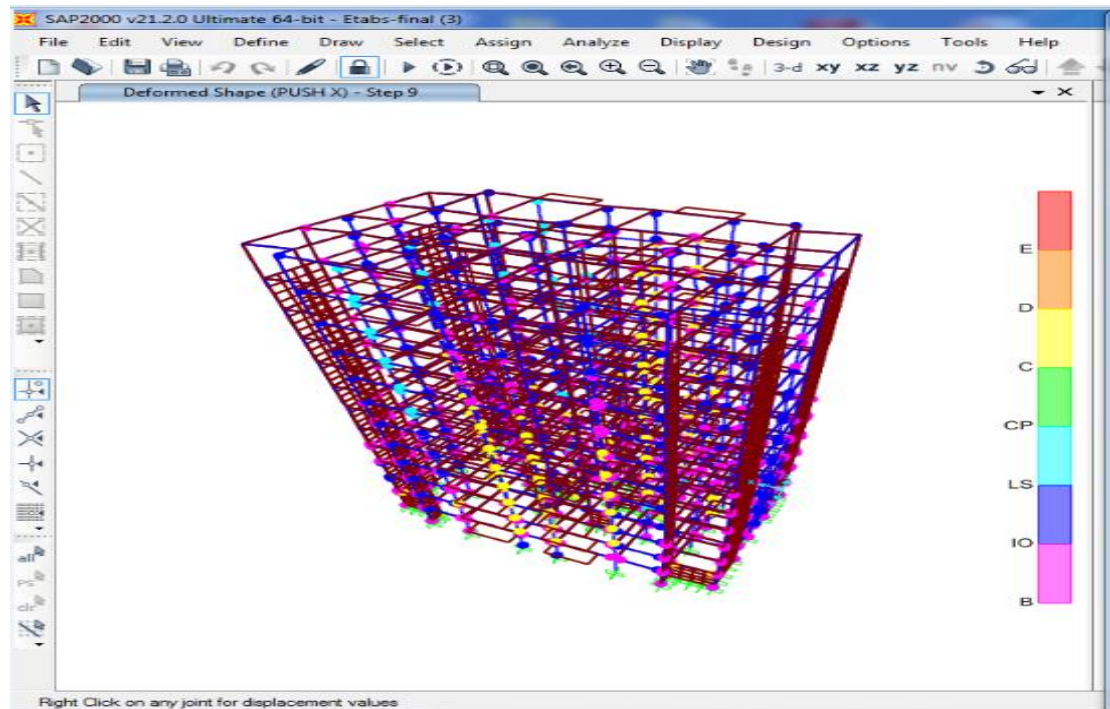


Figure VII-22 :Les rotules plastiques dans le sens x

Tableau VII-4 : Développement des Rotules Plastiques sens x.

Step	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Total
0	6576	0	0	0	0	0	0	0	6576
1	6575	1	0	0	0	0	0	0	6576
2	6224	299	23	8	0	22	0	0	6576
3	6224	299	23	8	0	22	0	0	6576
4	6193	320	29	12	0	22	0	0	6576
5	6188	325	29	12	0	22	0	0	6576
6	6188	325	29	12	0	22	0	0	6576
7	6188	325	29	12	0	22	0	0	6576
8	6188	325	29	12	0	22	0	0	6576
9	6188	325	29	12	0	22	0	0	6576

Après la distribution des rotules plastiques dans la structure, et après chaque étape (Step) de chargement de l'analyse push-over, on a remarqué que les premières rotules plastiques de type (B) se forment à la terrasse exactement au niveau des poutres, et on a des rotules plastiques de type (B et IO) apparaissent progressivement sur les poutres et poteaux jusqu'à le pas 12, l'apparition des rotules de type (LS et CP) et de ruine(C) à partir de pas 2 jusqu'à pas 12, la rotule de ruine (C) traduit la rupture de la structure.

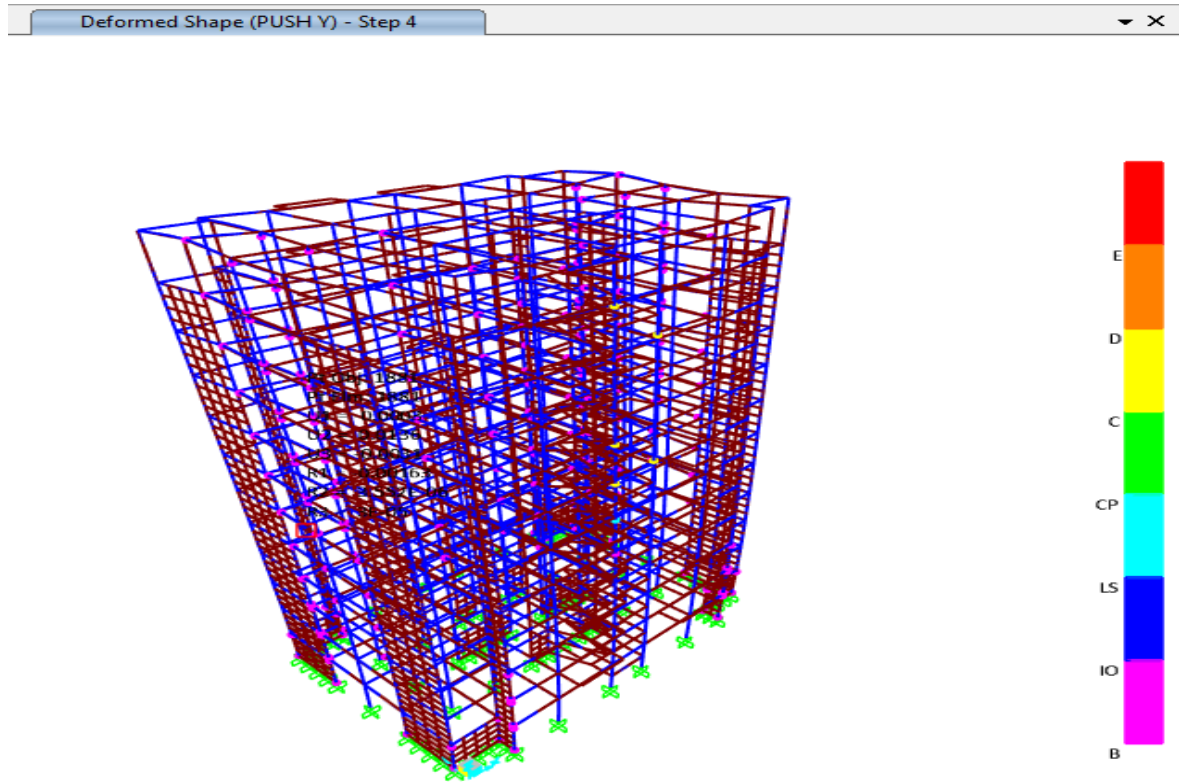


Figure VII-23 :Les rotules plastiques dans le sens y.

Tableau VII-5:Développement des Rotules Plastiques dans le sens y.

Step	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Total
0	6576	0	0	0	0	0	0	0	6576
1	6572	4	0	0	0	0	0	0	6576
2	6358	210	2	1	0	5	0	0	6576
3	6358	210	2	1	0	5	0	0	6576
4	6358	210	2	1	0	5	0	0	6576

Après la distribution des rotules plastiques dans la structure, et après chaque étape (Step) de chargement de l'analyse push-over, on a remarqué que les premières rotules plastiques de type (B) se forment à la terrasse exactement au niveau des poutres, et on a des rotules plastiques de type (B et IO) apparaissent progressivement sur les poutres et poteaux jusqu'à

le pas 4, l'apparition des rotules de type (LS et CP) et de ruine(C) à partir de pas 2 jusqu'à pas 3 la rotule de ruine (C) traduit la rupture de la structure.

VII.15 conclusion :

Les résultats de la modélisation en 3D montrent que notre bâtiment comporte bien dans le domaine non linéaire dans les deux sens, d'ici on peut conclure que notre bâtiment répond aux efforts sismiques requises par le code parasismique Algérien RPA99/v2003.

.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments, nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

D'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels, la modélisation de la structure est une étape importante en raison que le calcul du ferraillage dépend des efforts internes obtenus, donc il faut la faire le plus correctement possible pour s'approcher plus du comportement réel de la structure en cas de séisme et ainsi assurer une bonne résistance pendant sa durée de vie.

Dans ce mémoire, en plus des méthodes classiques d'analyse du comportement sismique des structures, l'analyse du comportement non linéaire est utilisée pour l'évaluation de la réponse sismique des structures. Une méthodologie est d'abord proposée pour évaluer les déformations plastiques dans les éléments porteurs de notre ouvrage basée sur l'analyse statique non linéaire Push-Over.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, tels les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plupart des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a une capacité de 2 bar à une profondeur de 2 m. on a remarqué que les semelles isolées ou filantes ne peuvent être utilisées vu l'importance du poids de la structure

et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure.

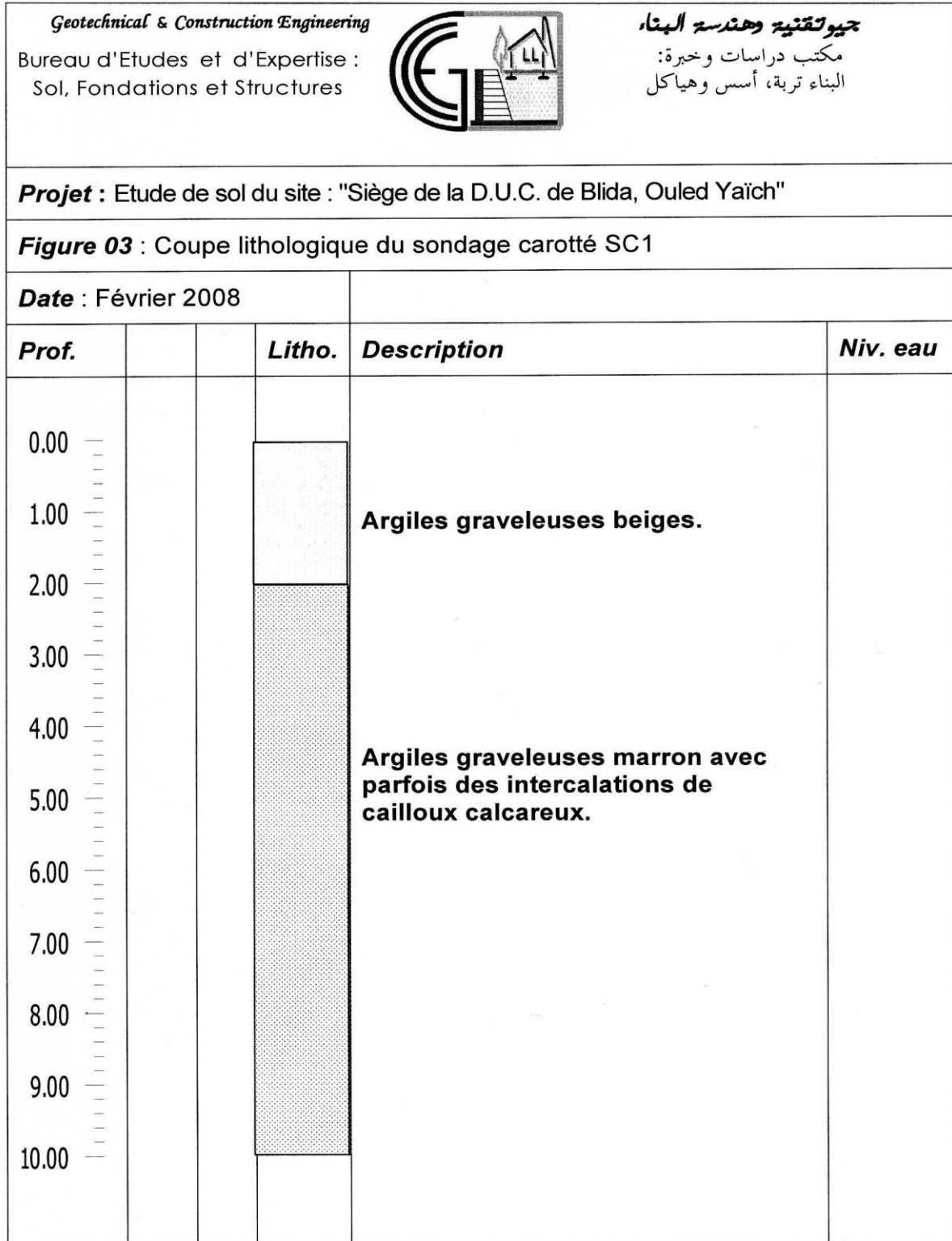
- La méthode Push-over est une méthode d'analyse non linéaire simple et efficace qui introduit une nouvelle conception parasismique dite "conception en performance" qui peut remplacer les méthodes exactes complexes sous réserve d'être améliorée.
- Elle a l'avantage de tracer le comportement de la structure étape par étape en suivant l'évolution de la formation des rotules jusqu'à la rupture. La détermination du point de performance par cette méthode est très utile car il donne une idée claire sur le degré de dommage de la structure.
- Notre structure est plus rigide dans le sens y-y que dans le sens x-x.
- l'effort tranchant obtenu par la méthode Push-over est quatre fois plus grande à la valeur obtenue par la méthode modale spectrale dans le sens x-x et trois fois dans le sens y-y.
- L'introduction de voiles dans notre étude va dans ce sens puisque la plupart des études antérieures ont été menées sur des structures en portiques.

Enfin, cette étude a montré la non vulnérabilité de notre structure, ceci est dû essentiellement à la présence d'un nombre important de voile de contreventement et le surdimensionnement des portiques.

Références bibliographiques :

- [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] Bureau d'étude et d'expertise sol, fondations et structure, Rapport géotechnique 2008, site Ouled Yaich
- [3] Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99,2000
- [4] 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
- [5] J.M Husson. Étude des structures en béton armé BAEL 92 révisé 99, Edition Casteilla, 2002
- [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] Lecheheb M .2018 .cours 3^{ème} année génie civil. Résistance des Matériaux .centre universitaire Abdelhafid Boussouf ,Mila
- [8] Lecheheb M .2019 .cours Master génie civil. Mécanique des Structure .centre universitaire Abdelhafid Boussouf , Mila
- [10] J Parchat., J.Roux . Pratique du BAEL . 2^{ème} édition Eyrolle, 1998, p 408
- [9] Guettiche A .2019 .Cours Master génie civil. Dynamique des structures 2. Centre universitaire Abdelhafid Boussouf , Mila
- [11] Manuel ETABS integrated building design software version 9, Welcome to ETABS® Integrated Building Design Software, Computers & Structures, Inc., 1978-2018
- [12] Guettiche A .2019. Cours béton armé2. 3^{ème} année génie civil. Centre universitaire Abdelhafid Boussouf, Mila
- [13] A Fuentes, Calcul pratique des ossatures de bâtiment en Béton Armée. 4^o Edition .Edition Eyrolles, 1983, p262
- [14] Y Menasri, M.S Nouaouria, M Guenfoud. 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.
- [15] Applied Technology Council Seismic. Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40, Volume 1 and 2, Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA, 2006
- [16] FEMA273, Federal Emergency Management Agency. NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures.
- [17] Belkheir, M.A. 2012. Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments, Mémoire de Magister, Tizi-Ouzou, Algérie, 88P
- [18] Federal Emergency Management Agency (FEMA), « Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings, FEMA-356», 2000

Annexe: Rapport de sol





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"**

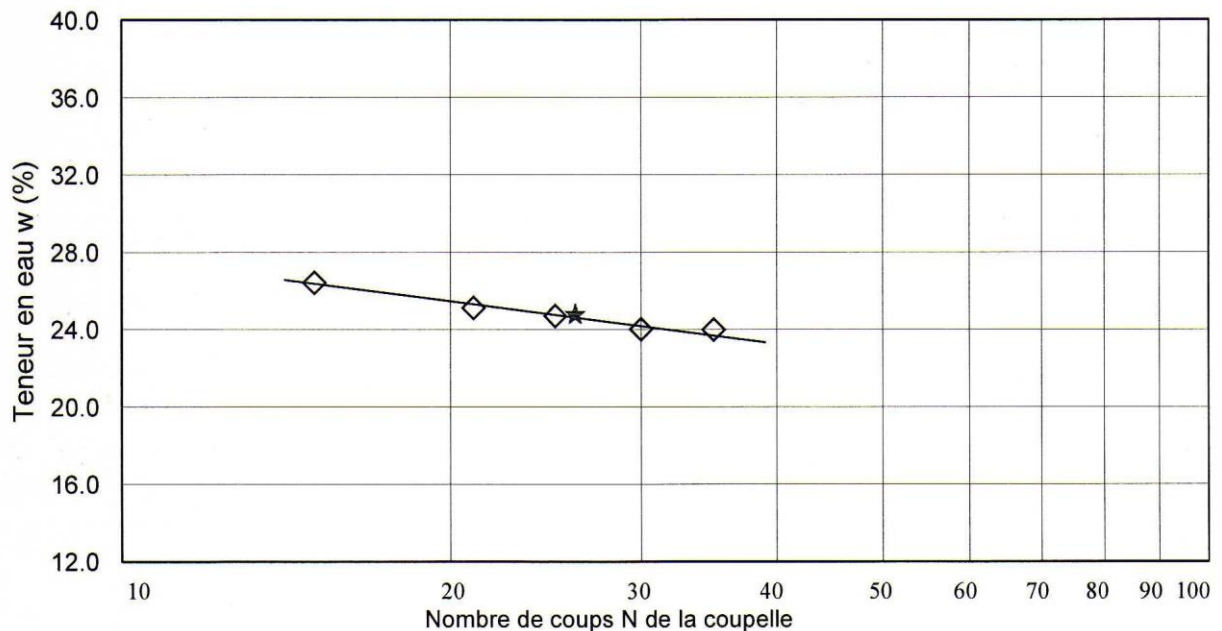
Date : **Février 2008**

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"**

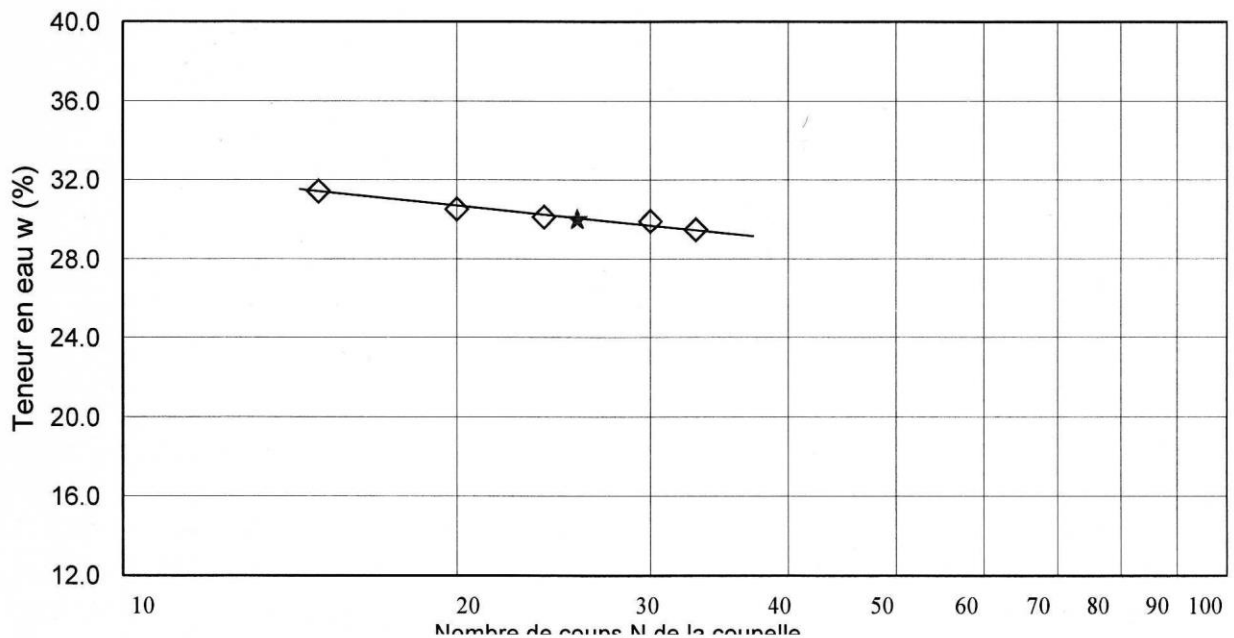
Date : **Février 2008**

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"**

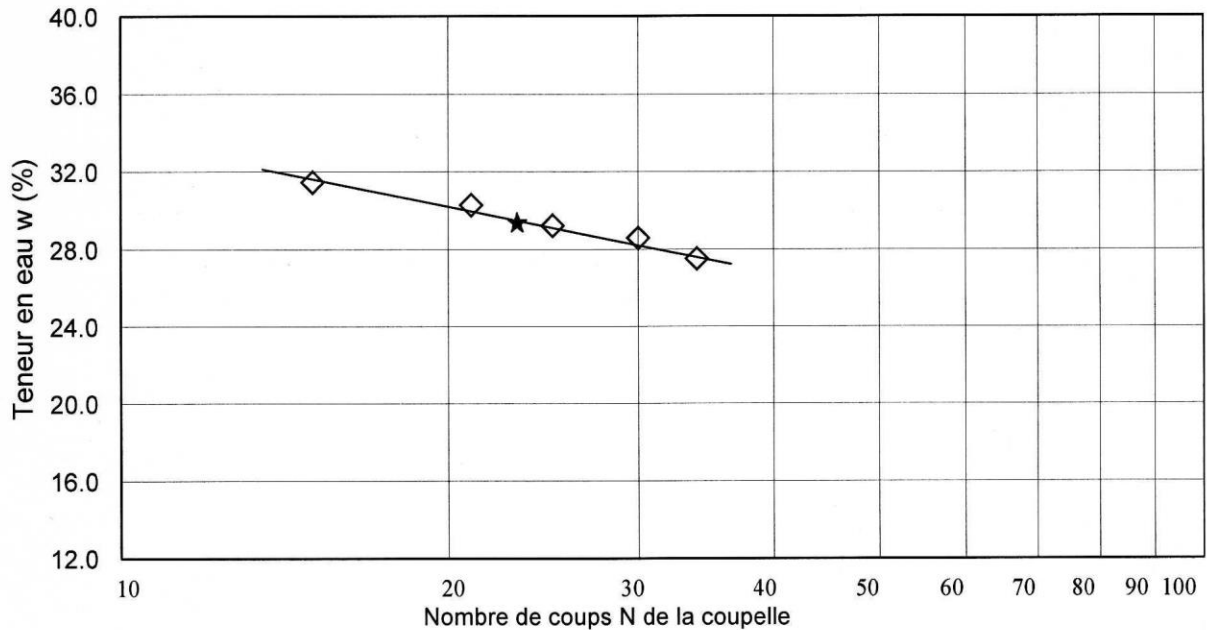
Date : **Février 2008**

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 %	$I_P = 12,90$



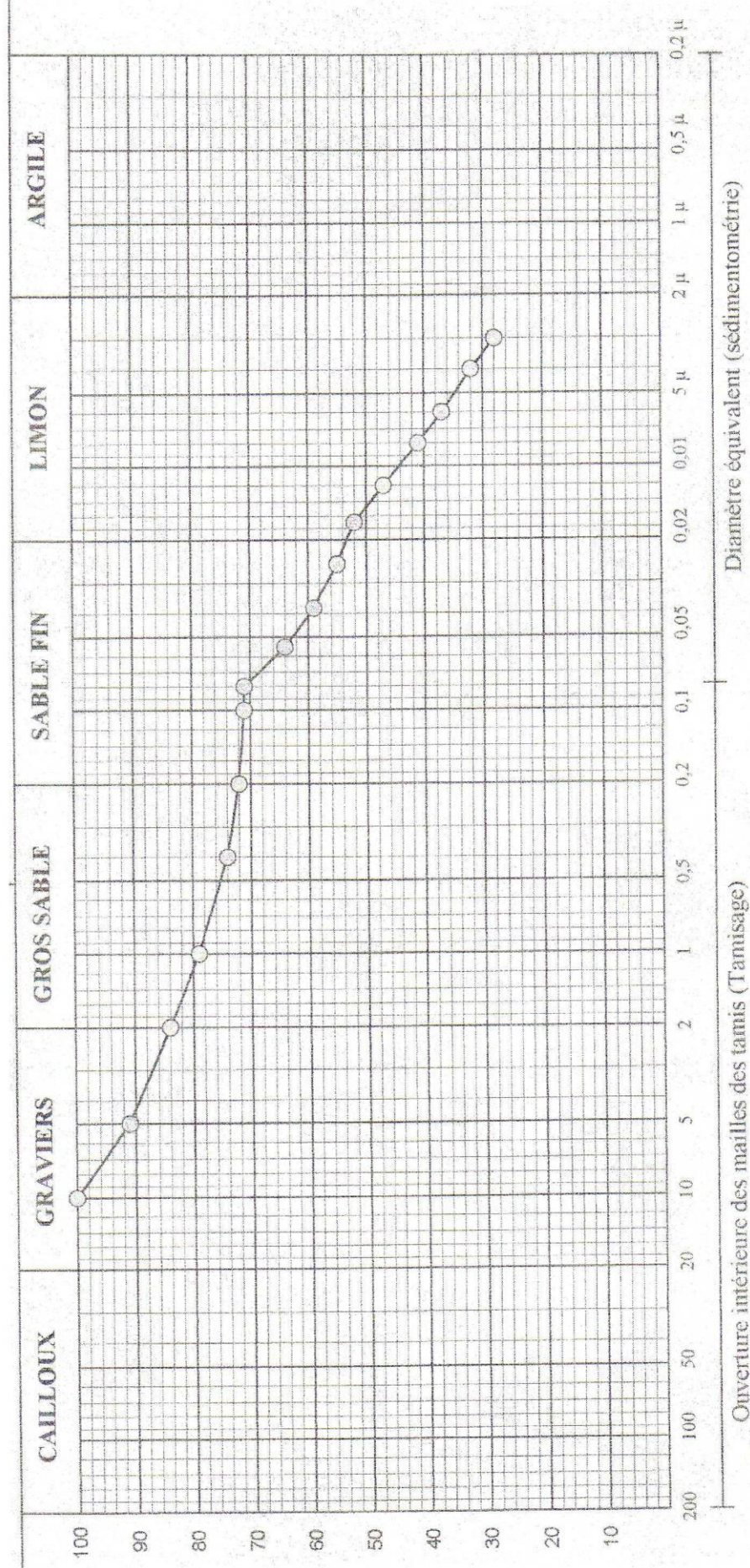
مركز هندسة البناء

Geotechnical & Construction Engineering

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

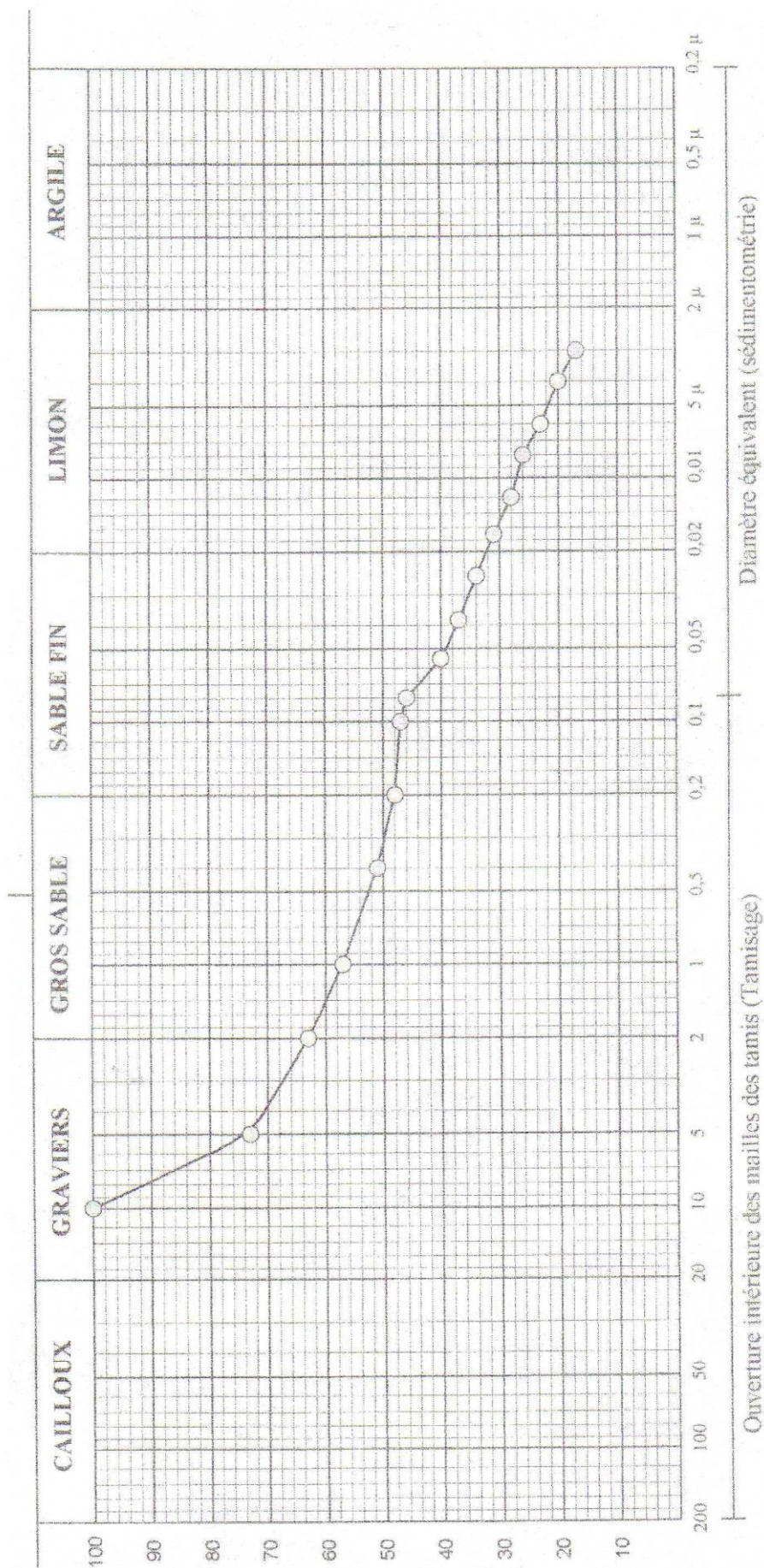
—○— Echantillon1: sondage SC01, profondeur 3,00m – 3,20m.





Dos. n°: **G30/2008** Projet : **Siège de la D.U.C., Ouled Yaïch** Date : **Février 2008**

—○— Echantillon1: sondage SC01, profondeur 6,00m – 6,20m.





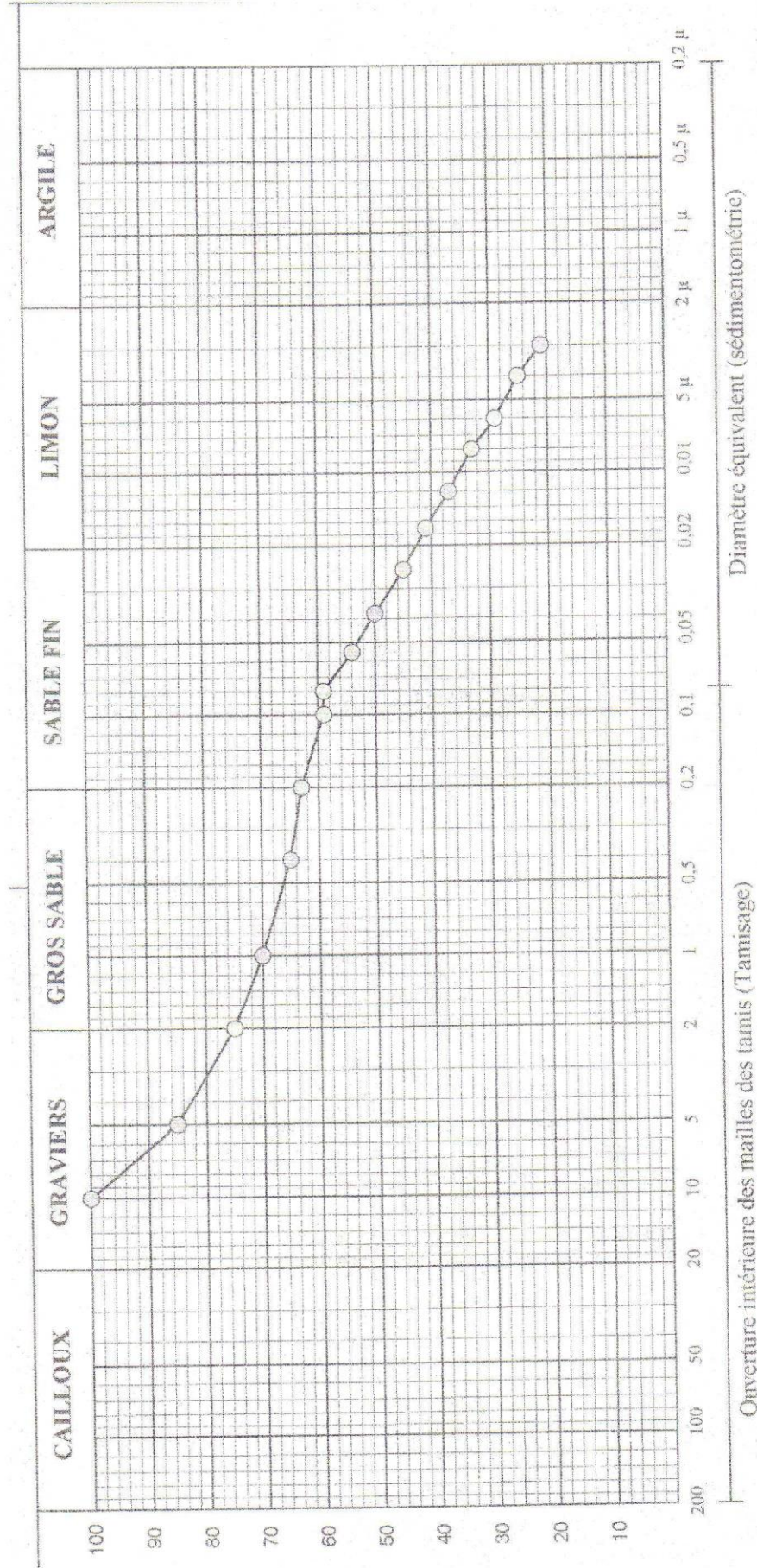
مهندسة وهندسة البناء

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

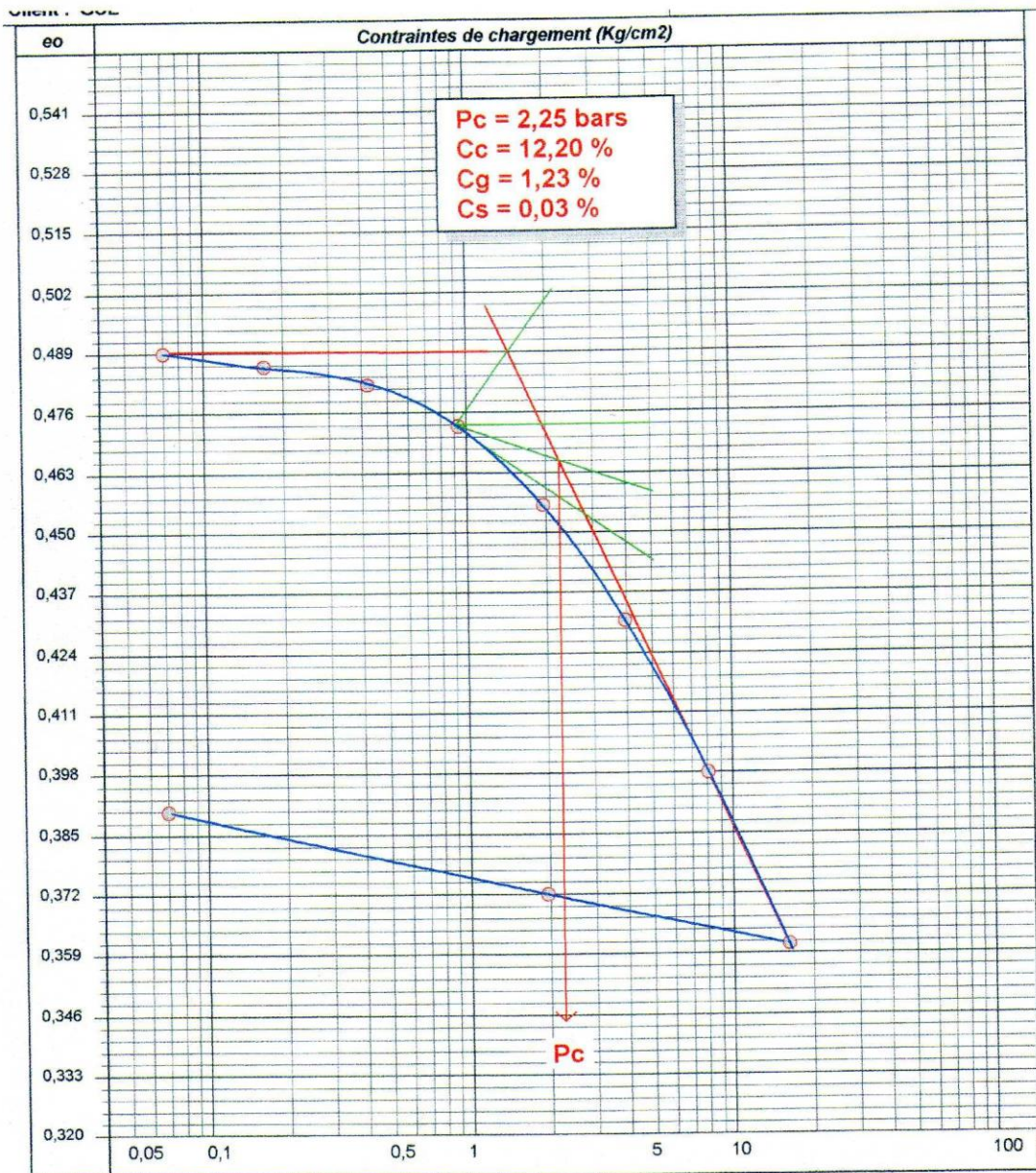
—○— Echantillon1: sondage SC01, profondeur 6,60m – 6,80m.





Résultats des essais de laboratoire
Figure n°15 : Courbe d'essai de compressibilité à l'oedomètre

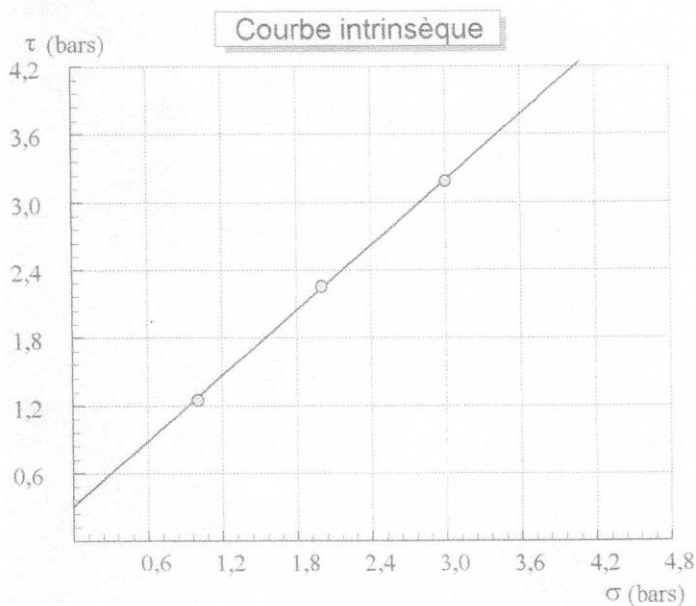
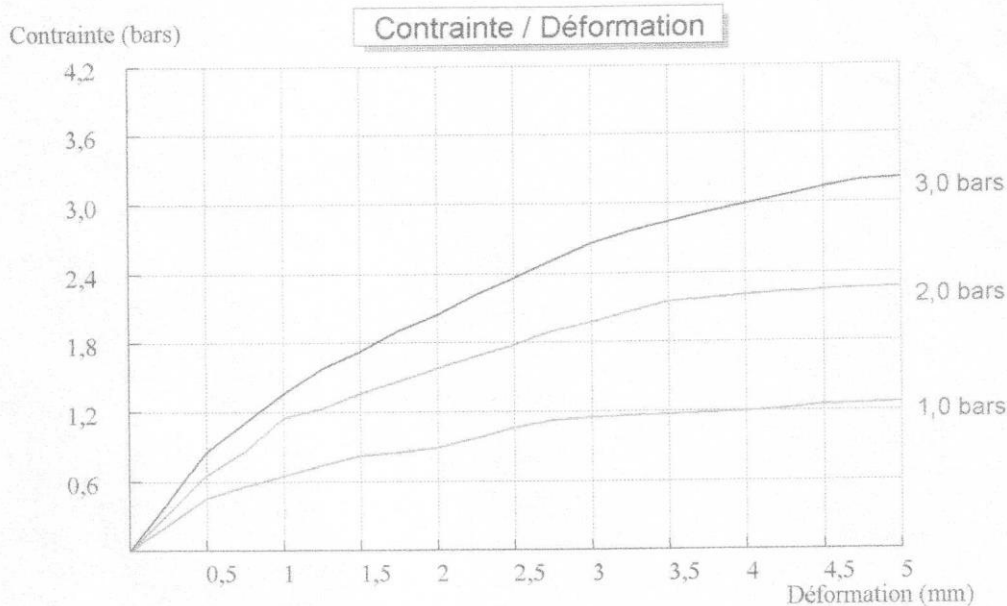
Dossier n° : G 30/ 2008 Date : Février 2008
Projet : Etude de sol du site : "Siège de la D.U.C. de Blida, O.Yaïch"
Sondage n° : SC 01 Profondeur : 3,00m – 3,20m





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



RESULTATS

Cohésion = 31 kPa
Frottement = 43,94°

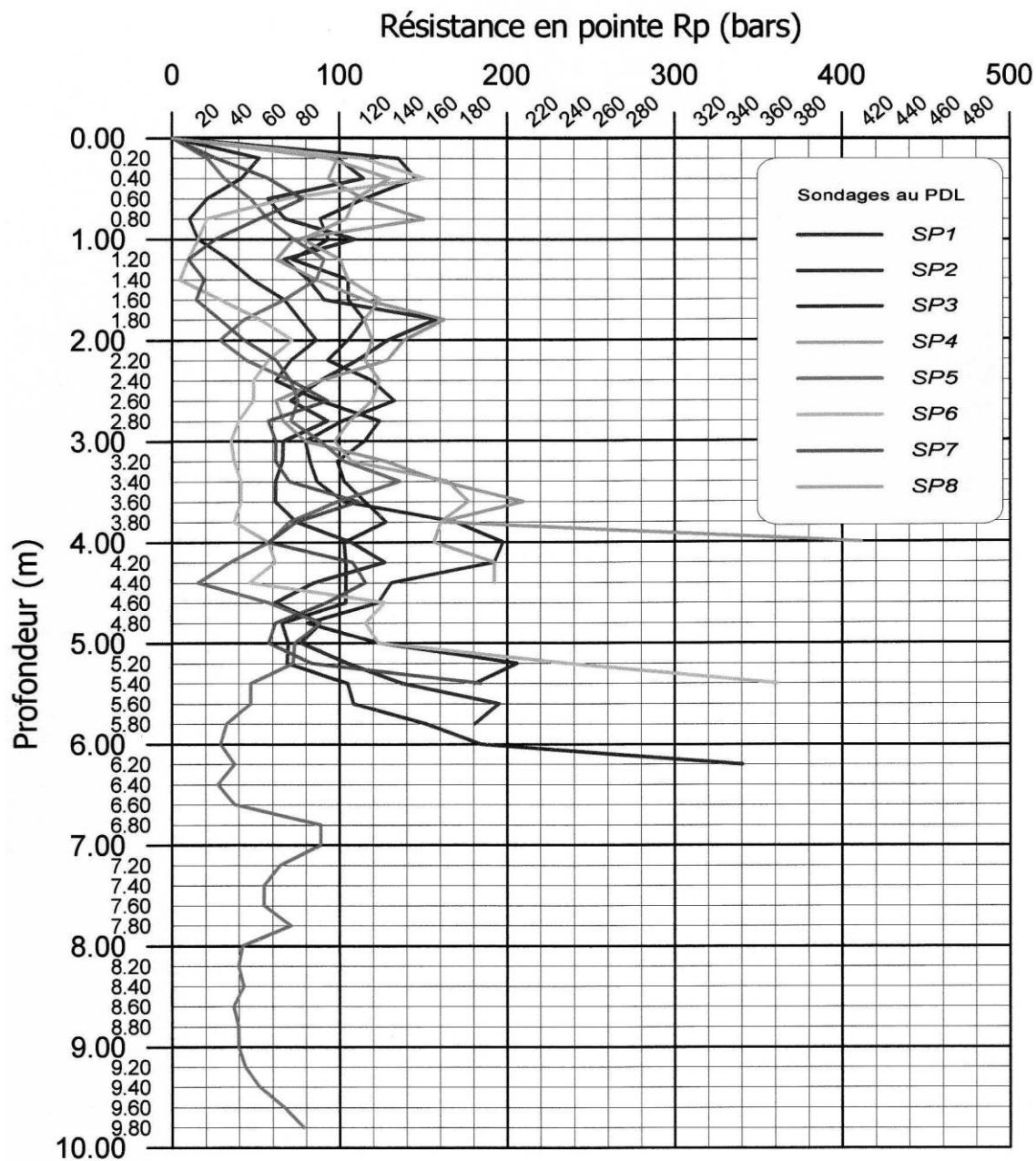


Figure n° 17 :
Pénétrographes des huit (08) sondages au P.D.L. réalisés au site
"Siège de la D.U.C. de Blida, Ouled Yaïch".