

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



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

LALOUANI NASSIMA

SAIDI RINA

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

Filière : **GENIE CIVIL**

Option : **Structure**

Thème

**Etude comparative de la stabilité dynamique d'un bâtiment en
charpente métallique et un bâtiment en béton armé**

Devant le jury composé de :

M^f ARBAOUI. A
M^{emc} BOUMAIZA. M
M^f BOUAMRA. Y

MCB
MAA
MCB

UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Encadreur
Examineur

Année Universitaire 2020/2021



Dédicace

Je tiens à dédie cet humble travail à :

*Mes très chers parents qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières et leur
recommandation*

Que dieu les protège.

Mes chers frères : WALID et YUCEF

Mes grands- pères et grands-mères

*Mes oncles et tantes ainsi que leurs épouses, époux et enfants mes chers cousins
et cousines*

Toute la famille SAIDI

*A mon binôme L. NASSIMA avec laquelle j'ai partagé les haines et joies tout au
long de mon cursus*

Toute la promotion

Mes collègues et mes amis proches

SAIDI RINA

Dédicace

Je tiens à dédie cet humble travail à :

*Mes très chers parents qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières et leur
recommandation*

Que dieu les protège.

Mes chers frères : HICHAM, YACINE, SID-AHEMED, RIDA, ABD EL WAHID

Mes chères sœurs : LYNDA, AHLEM, RADIA, NESRINE

Mes grands-mères

*Mes oncles et tantes ainsi que leurs épouses, époux et enfants mes chers cousins
et cousines*

Toute la famille LALOUANI et la famille ABBAS

*A mon binôme S .RINA avec laquelle j'ai partagé les haines et joies tout au
long de mon cursus*

Toute la promotion

Mes collègues et mes amis proches

LALOUANI NASSIMA

Remerciement

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

En second lieu, nous tenons à adresser notre grand remerciement à notre promotrice Mm BOUMAIZA.M pour tous ses conseils, ses grands efforts et surtout sa patience.

Nos remerciements vont aussi aux personelles du **BET** de (**BOUIRA**) qui n'ont jamais hésité de nous faire profiter de leur grande expériences du travail.

Nous n'oublions pas les responsables de la bibliothèque qui nous ont beaucoup facilité notre recherche.

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil.

En fin, nous tenons à remercier les membres du jury qui ont consacré un peu de leur temps pour examiner notre travail.

Sommaire

Liste des abréviations	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale.....	1

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	3
I.1.1. Introduction.....	3
I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
I.2. Les éléments de l'ouvrage	7
I.2.1. L'ossature.....	7
I.2.2. Planchers	7
I.2.3. Escalier.....	7
I.2.4. Maçonnerie	8
I.2.5. Revêtement	8
I.2.6. Balcons.....	8
I.2.7. Acrotère.....	8
I.2.8. Les fondations.....	8
I.3. Caractéristique des matériaux	8
I.3.1. Béton.....	8
I.3.1.1. Composition moyenne de béton.....	9
I.3.1.2. Les caractéristiques mécaniques du béton	9
I.3.2. Acier.....	11
I.3.2.1. Contrainte de déformation de calcul	11
I.4. Les hypothèses de calcul.....	12

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments secondaires

II. Pré dimensionnement.....	10
II.1. Les Planchers	10
II.2. Les balcons	10
II.3. L'acrotère.....	11
II.4. Les escaliers.....	11

Chapitre III: Pré dimensionnements des éléments principales

Sommaire

III.1. Pré dimensionnement des éléments porteurs	17
III.1.1. Pré dimensionnement des poutres.....	17
III.2. Les Voiles.....	18
III.3. Les poteaux	19

Chapitre IV: Ferrailage des éléments secondaires

IV.1. Étude de l'acrotère	25
IV.1.1. Définition	25
IV.1.2. Vérification au séisme.....	25
IV.1.3. Combinaison de charge.....	26
IV.1.4. Ferrailage de l'acrotère	26
IV.2. Calcul des planchers.....	31
IV.2.1. Etude des poutrelles	31
IV.2.1.1. Calcul après coulage de la dalle de compression	33
IV.2.2. Les Vérifications a l'ELU	47
IV.2.3. Vérifications à l'ELS	48
IV.3. Etudes de Balcon.....	52
IV.4. Etude de l'escalier.....	58
IV.4.1. Charges sollicitant les escaliers	58
IV.4.2. Combinaisons des charges	58
IV.4.3. Calcul des sollicitations	59
IV.4.4. Calcul de ferrailage	64
IV.4.4.1. Vérification à l'ELU	66
IV.4.4.2. Vérification à l'ELS	67
IV.5. Etude de la poutre palière.....	70
IV.5.1. Pré dimensionnement de la poutre palière	70
IV.5.2. Evaluation des charges.....	70
IV.5.3. Ferrailage de la poutre palière	72
IV.5.4. Vérification à l'ELU	74
IV.5.5. Vérification à l'ELS	75

Chapitre V: Etude dynamique

V.1. Introduction	78
V.2. Modélisation mathématique	78
V.3. Modélisation de la structure étudiée.....	78
V.4. Analyse de la structure	80

V.5. L'étude sismique	86
Chapitre VI: Etude des éléments résistants	
VI.1. Introduction	102
VI.2. Ferrailage des poteaux	102
VI.2.1.Calcul des armatures	103
VI.2.2.Ferrailage longitudinales	104
VI.2.2.1. Ferrailage minimum d'après le CBA93	104
VI.2.2.2. Recommandations du «BAEL91»	104
VI.2.2.3. Recommandations du «RPA 99/v.2003»	105
VI.2.3.Exemple de calcul	106
VI.2.3.1.Ferrailage longitudinal	106
VI.2.3.2. Ferrailage transversal	109
VI.2.4.Vérifications	111
VI.2.4.1. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1).....	111
VI.2.4.2. Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA2003Art 7-4-3-2) :.....	112
VI.2.4.3. Vérification des contraintes à L'ELS	112
VI.2.5.Schéma de ferrailage des poteaux	113
VI.3. Ferrailage des poutres	114
VI.3.1.Étude des poutres principales P.P (30×40)cm ²	115
VI.3.2.Étude des poutres secondaires P.S (30x35) cm.....	120
VI.4. Ferrailage des voiles	125
VI.4.1.Introduction	125
VI.4.2.Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales	125
VI.4.3.Rôle de contreventement	126
VI.4.4.Les combinaisons d'action	126
VI.4.5.Recommandations de RPA99/v.2003	126
VI.4.5.1. Aciers verticaux	126
VI.4.5.2. Aciers horizontaux	127
VI.4.5.3. Règle communes	127
VI.4.5.4. Aciers transversaux	127
VI.4.5.5. Armature de potelet.....	127
VI.4.5.6. Armature de couture.....	128
VI.4.6.Ferrailage des voiles.....	128
VI.4.6.1. Exposé de la méthode	128

Sommaire

VI.4.6.2. Vérification	129
VI.4.7.Exemple de calcul	130
VI.4.7.1. Détermination des sollicitations.....	130
VI.4.7.2. Calcul des armatures verticales.....	130
VI.4.7.3. Espacement	131
VI.4.7.4. Armature horizontale	131
VI.4.7.5. Armature transversale	131
VI.4.7.6. Les vérifications.....	131

Chapitre VII: Etude d'infrastructure

VII. Étude des fondations.....	136
VII.1. Introduction.....	136
VII.2. Différentes fonctions des fondations	136
VII.3. Différents types des fondations	136
VII.4. Caractéristiques du sol.....	136
VII.5. Facteurs de choix du type de fondations.....	136
VII.6. Calcul d'un radier général	139
VII.7. Vérification du radier.....	141
VII.7.1. Condition de résistance au cisaillement.....	141
VII.7.2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	142
VII.7.3. Surface minimale du radier.....	142
VII.7.4. Vérification au poinçonnement.....	143
VII.8. Caractéristique géométriques du radier	144
VII.9. Évaluation et vérification des contraintes sous le radier	144
VII.10. Vérification de la stabilité.....	145
VII.11. Ferrailage du radier.....	147
VII.11.1. Méthode de calcul.....	147
VII.11.2. Vérification de la continuité des moments	151
VII.12. Ferrailage du débord du radier.....	152

Chapitre VIII: Etude d'un bâtiment en charpente métallique

VIII.1. Introduction	156
VIII.2. La vérification de la stabilité d'ensemble	156
VIII.3. pré dimensionnement des éléments de la structure	170
VIII.4. Etude dynamique.....	172

Sommaire

VIII.5. Etude comparative entre les deux cas (bâtiment en béton et bâtiment en charpente métallique).....	179
Conclusion générale	183
Références bibliographiques	
Annexes	
Résumé	

Liste des abréviations

Liste des abréviations

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

a : largeur de poteau.

c : l'enrobage.

b : largeur de poutres.

h : hauteur de poutres.

\emptyset : Diamètre des armatures.

Q : Charge d'exploitation, facteur de qualité.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

St : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, excentricité.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

L : Longueur ou portée.

Liste des abréviations

L_f : Longueur de flambement.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

E : Module de Young.

h_e : hauteur d'étage.

ν : Coefficient de poisson.

E : action sismique.

S : charge de neige (kN/m^2).

Sk : charge de neige sur le sol (kN/m^2).

W : charge de vent (kN/m^2).

q_j : pression statique du vent (N/m^2).

q_{dyn} : pression dynamique du vent (N/m^2).

Caractéristiques géométriques des profile :

A : section brute d'une pièce (cm^2).

A_{net} : section nette d'une pièce (cm^2).

A_v : aire de cisaillement (cm^2).

I_y : moment d'inertie de flexion maximal (cm^4).

Liste des abréviations

a : épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

b : largeur d'une semelle d'une poutre (mm).

Liste des figures

Liste des figures

Figure 1: plan de façade	4
Figure 2: localisation de la structure	5
Figure 3: coupe A-A.....	6
Figure 4: coupe B-B	7
Figure 5: Diagramme parabole rectangle.	10
Figure 6: Diagramme rectangulaire simplifié.	11
Figure 7: Diagramme contraintes déformation à L'ELU.	11
Figure 8: coupe transversale d'un plancher à corps creux.	10
Figure 9: L'acrotère.....	11
Figure 10: Les escaliers.....	11
Figure 11: Coupe verticale du plancher.	12
Figure 12: Coupe verticale du plancher d'étage courant.....	13
Figure 13: coupe de voile en élévation.....	18
Figure 14: Coupe verticale de l'acrotère.	25
Figure 15: schéma de ferrailage de l'acrotère.	30
Figure 16: Dimension de la poutrelle.	31
Figure 17: Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.	41
Figure 18: Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS.....	45
Figure 19: ferrailage de poutrelle.	51
Figure 20: schéma statique de la dalle pleine du balcon à L'ELU et L'ELS.....	53
Figure 21: Schéma de ferrailage du balcon.....	57
Figure 22: Diagramme des moments et des efforts tranchants (ELU).....	63
Figure 23: Diagramme des moments et des efforts tranchants (ELS).....	64
Figure 24: Schéma de ferrailage de l'escalier.	69
Figure 25: Schéma statique de la poutre palière.	70
Figure 26: Diagramme des moments et des efforts tranchants.	72
Figure 27: Coupe de poutre palière.	77
Figure 28: Vue en 3D.....	80
Figure 29: Choix initial de la disposition des voiles.	81
Figure 30: Vu en plan du premier mode.	84
Figure 31: Vu en plan du deuxième mode.	85
Figure 32: Vu en plan du troisième mode.	85
Figure 33: Représentation du spectre de calcul.....	91
Figure 34 : distribution de la force sismique sens x-x.....	95
Figure 35 : distribution de l'effort tranchant y-y	95
Figure 36 : distribution de la force sismique y-y	96
Figure 37 : distribution de l'effort tranchant y-y	96
Figure 38: Zone nodale des poteaux.	105
Figure 39: Ferrailage des poteaux 30x35.....	113
Figure 40: Ferrailage des poteaux 35x40.....	113
Figure 41: Schéma d'une section de calcul.....	115
Figure 42: Schéma de ferrailage de la P.P en Travée.	119
Figure 43: Schéma de ferrailage de la P.P en Appuis.....	120

Liste des figures

Figure 44: Schéma de ferrailage de la P.S en appui.....	123
Figure 45: Schéma de ferrailage de la P.S en travée.....	124
Figure 46: Sollicitations des voiles.	125
Figure 47: Disposition des armatures verticales dans le voile.	126
Figure 48: schéma de ferrailage de voile p1.	134
Figure 49: Schéma de transmission des charges.	143
Figure 50: Schéma de transmission des charges.	143
Figure 51: Schéma du radier générale.....	144
Figure 52: Le panneau le plus sollicité.....	149
Figure 53: Schéma de ferrailage de radier en appui et en travée a L'ELS.....	154
Figure 54: Schéma de ferrailage de radier en appui et en travée a L'ELU.	155
Figure 55: Action du vent sur l'ouvrage.	156
Figure 56: Légende pour paroi verticale suivant le sens V1.	158
Figure 57: La distribution de Cpe pour les différentes zones de la paroi verticale sens V1.	158
Figure 58: légende pour paroi verticale dans le sens V2.....	159
Figure 59: La distribution de Cpe pour les différentes zones de la paroi verticale sens V2. .	159
Figure 60: La légende pour la toiture.	160
Figure 61: légende pour la toiture plate dans le sens du vent V1.....	161
Figure 62: légende pour la toiture plate dans le sens V2.	161
Figure 63: Modèle 3D de bâtiment sur ROBOT.	172
Figure 64: La variation des périodes fondamentales relative aux différents modes de vibration de la structure étudiée.....	177
Figure 65: La variation de l'effort tranchant suivant le sens x-x.	177
Figure 66: La variation de l'effort tranchant suivant le sens y-y.	178
Figure 67: La variation de l'effort sismique suivant le sens x-x.....	178
Figure 68: La variation de l'effort sismique suivant le sens y-y.....	179
Figure 69: La variation des périodes fondamentales relative aux différents modes de vibration des structures étudiées.	179
Figure 70: La variation de l'effort tranchant pour les deux structures suivant le sens x-x.	180
Figure 71: La variation de l'effort tranchant pour les deux structures suivant le sens y-y	180
Figure 72: La variation de l'effort sismique pour les deux structures suivant le sens x-x.....	181
Figure 73: La variation de l'effort sismique pour les deux structures suivant le sens y-y.....	181

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau 1: caractéristique géométriques de l'ouvrage.....	3
Tableau 2: composition de béton.....	9
Tableau 3: récapitulatif.....	12
Tableau 4: valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse.....	13
Tableau 5: valeur de la charge permanente de l'étage courant.....	14
Tableau 6: Charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.....	14
Tableau 7: Charge du balcon.....	15
Tableau 8: Charge du palier.....	15
Tableau 9: Charge de la volée.....	16
Tableau 10: Charge de l'acrotère.....	16
Tableau 11: Les sections des poutres sont résumées.....	18
Tableau 12: Les sections des poutres sont résumées.....	18
Tableau 13: Tableau de loi de dégressions des charges d'exploitations.....	21
Tableau 14: Descente de charge poteaux intermédiaires.....	21
Tableau 15: choix de la section du poteau.....	23
Tableau 16: Tableau récapitulatif de vérification des sections.....	23
Tableau 17: les résultats de calcul.....	28
Tableau 18: Les charges supportées par la poutrelle.....	33
Tableau 19: Rapport de charges.....	36
Tableau 20: Valeurs des moments à l'ELU.....	39
Tableau 21: Valeurs des efforts tranchants à l'ELU.....	40
Tableau 22: Valeur des moments.....	44
Tableau 23: Valeurs des efforts tranchants à l'ELU.....	44
Tableau 24: les résultats de calcul.....	48
Tableau 25: Vérification de la résistance à la compression.....	49
Tableau 26: les résultats de calcul.....	55
Tableau 27: Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	56
Tableau 28: Charges permanentes et d'exploitation au niveau des escaliers.....	58
Tableau 29: Les charges à l'ELU et à l'ELS.....	58
Tableau 30: les sollicitations de calcul.....	62
Tableau 31: les résultats de calcul en travée et en appui.....	66
Tableau 32: Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	67
Tableau 33: les résultats de calcul.....	74
Tableau 34: Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	75
Tableau 35: centre de masse et centre de rigidité.....	82
Tableau 36: Période et facture de participation massique du modèle.....	82
Tableau 37: Périodes, modes et facture de participation massique.....	83
Tableau 38: pénalités en fonction de critère de qualité.....	88
Tableau 39: Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.....	89
Tableau 40: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques dans sens x.....	89
Tableau 41: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques dans sens y.....	89
Tableau 42: les résultats.....	89
Tableau 43: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.....	91

Liste des tableaux

Tableau 44: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.	92
Tableau 45: Combinaisons des réponses modales.	93
Tableau 46: Vérification des exigences de RPA99/2003.	93
Tableau 47: Distribution horizontale des forces sismiques et l'effort tranchant dans le sens XX'	94
Tableau 48: Distribution horizontale des forces sismiques et l'effort tranchant dans le sens YY'	95
Tableau 49: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'	97
Tableau 50: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'	97
Tableau 51: Vérification de l'effet P- Δ dans le sens XX'	98
Tableau 52: Vérification de l'effet P- Δ dans le sens YY'	99
Tableau 53: Valeurs des moments de renversement pour chaque étage.	100
Tableau 54: Valeurs des moments de stabilité pour chaque étage.	100
Tableau 55: Caractéristiques mécanique des matériaux.	103
Tableau 56: Les sollicitations obtenues par ETABS sous combinaisons.....	104
Tableau 57: Les sollicitations obtenues par ETABS sous combinaisons accidentelle.	104
Tableau 58: Armatures maximales et minimales pour chaque zone.	105
Tableau 59: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux.	109
Tableau 60: Ferrailage transversal adopté pour les poteaux.	111
Tableau 61: Vérification des efforts tranchants.	112
Tableau 62: Vérification des contraintes aux cisaillements.	112
Tableau 63: Vérification des contraintes à L'ELS.	113
Tableau 64: Les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN).	115
Tableau 65: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	119
Tableau 66: Schéma d'une section de calcul.	120
Tableau 67: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.	123
Tableau 68: Sollicitations et contraintes.	132
Tableau 69: Ferrailage et vérification.	133
Tableau 70: les efforts normal des poteaux.....	137
Tableau 71: les efforts normal des voiles.....	138
Tableau 72: le centre de gravité du radier et du bâtiment dans sens x, y.....	144
Tableau 73: Vérification des contraintes.....	145
Tableau 74: Vérification de soulèvement.....	146
Tableau 75: Vérification de renversement.	146
Tableau 76: Vérification selon L' RPA.....	147
Tableau 77: Calcul des moments.	149
Tableau 78: le ferrailage a L'ELS.	150
Tableau 79: Le ferrailage a L'ELU.....	150
Tableau 80: Vérification de la continuité des moments.	151
Tableau 81: Vérification des contraintes à l'ELS (sens X – X).	152
Tableau 82: Vérification des contraintes à l'ELS (Y – Y).	152
Tableau 83: Vérification des contraintes à l'ELS.	153
Tableau 84: Caractéristiques du site.....	156
Tableau 85: valeur de Cd suivant le sens V1.	157

Liste des tableaux

Tableau 86: valeur de Cd suivant le sens V2.	157
Tableau 87: La valeur de qdyn en fonction de zj.	157
Tableau 88: Les valeurs de Cpe pour les parois verticales.	157
Tableau 89: Les valeurs de Cpe pour les parois verticales.	158
Tableau 90: les valeurs de Cpe pour la terrasse sens V1.	160
Tableau 91: les valeurs de Cpe pour la terrasse sens V2.	161
Tableau 92: les valeurs de la pression statique qj pour la paroi verticale dans le sens V1. ...	162
Tableau 93: les valeurs de la pression statique qj pour parois verticale dans le sens v2.	164
Tableau 94: les valeurs de la pression statique qj pour toiture plate dans le sens V1.	166
Tableau 95: les valeurs de la pression statique qj pour toiture plate dans le sens v2.	167
Tableau 96: les valeurs de la force résultante Rx et Ry.	169
Tableau 97: Les caractéristiques de l'acier.	170
Tableau 98: Les dimensions des différents éléments de la structure.	170
Tableau 99: Les dimensions des profilés des systèmes de contreventement.	171
Tableau 100: Masse, Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage.	172
Tableau 101: Vérification de l'excentricité accidentelle.	173
Tableau 102: La participation massique.	173
Tableau 103: La période fondamentale de la structure.	174
Tableau 104: Les différents modes de la structure.	174
Tableau 105: Calcul de l'effort tranchant à la base dans le sens x.	174
Tableau 106: Calcul de l'effort tranchant à la base dans le sens y.	174
Tableau 107: Vérification de l'indépendance des efforts modales.	175
Tableau 108: Efforts sismiques et efforts tranchant dans sens x.	175
Tableau 109: efforts sismiques et efforts tranchant dans sens y.	176
Tableau 110: Vérification de la condition de l' RPA99/Version 2003.	176

Introduction générale

Introduction générale

La problématique de la rigidité latérale des bâtiments nécessite l'étude du comportement de leurs structures vis-à-vis de toutes les actions horizontales qui pourraient agir durant la vie de l'ouvrage. Parmi ces actions, le vent et le séisme en constituent les principales sources. En effet, le vent génère des forces de pression s'appliquant de manière directe sur l'ouvrage. Par contre, les mouvements sismiques du sol produisent des forces d'inertie internes causées par la vibration des masses des différents éléments de la structure. L'expérience montre que chaque structure a son propre comportement, et pour cause, celui-ci dépend de plusieurs paramètres tels que la hauteur, la forme géométrique, la nature du site, l'emplacement géographique, mais aussi de paramètres dynamiques tels que la période de vibration, la rigidité, l'amortissement, la masse totale ...etc.

Les codes de calculs sont basés sur l'utilisation des méthodes de calculs simplifiées (spectrale, statique équivalente) et visent à réduire les efforts sismique élastique à des efforts anélastiques en exploitant la capacité que possède la structure à dissiper de l'énergie à travers des déformations inélastiques sans se rompre. La réduction des efforts dans les règlements est faite par l'introduction d'un coefficient appelé 'coefficient de comportement'. En réalité, ce coefficient de comportement dépend essentiellement de la ductilité liée principalement à la configuration de la structure (géométrie, rigidité, nature des matériaux, mode de ruine...) et la capacité de dissiper de l'énergie.

Dans ce travail, l'objectif est d'évaluer la réponse sismique d'une structure en béton armé et en charpente métallique de même caractéristiques géométriques (dimensions en plan et en élévation), en utilisant les méthodes d'analyse du règlement parasismique Algérien (RPA), qui sont la méthode statique équivalente basée sur le premier mode fondamental de vibration et la méthode d'analyse modale spectrale basée sur un spectre de réponse normalisé.

Les différents résultats obtenus font l'objet de comparaison à partir desquelles des conclusions sont tirées.

Afin d'atteindre cette objectif, le mémoire est structuré comme suit ;

Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage et ses dimensions.

Dans le second et le 3^{eme} chapitre on a étudié le calcul et le pré dimensionnement des différents éléments à savoir : les planchers, les escaliers, l'acrotère, balcon, les poutres, les poteaux et les voiles.

Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au quatrième chapitre.

Introduction

Le cinquième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure moyennant le logiciel de calcul des structures « ETABS V9.7.4 », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique.

Les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferrailage des éléments résistants (portiques et voiles), ce dernier fait l'objectif du sixième chapitre.

Le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au septième chapitre conformément au rapport du sol.

Le dernier chapitre est consacré pour l'étude de la structure en charpente métallique, ainsi que l'analyse comparative des résultats dynamique entre les deux structures béton charpente et conclure.

***Chapitre I : Présentation
de projet***

I.1. Présentation de l'ouvrage**I.1.1. Introduction**

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment **R+5** à usage d'habitation qui constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC)
- Du 1^{er} au 5^{ème} étage à usage d'habitation
- Terrasse inaccessible

Le bâtiment sera implanté au niveau de Wilaya de BOUIRA, classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone II a) et site meuble (S3).

I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage**Tableau 1: caractéristique géométriques de l'ouvrage.**

longueur total (m)	27.94
largeur total (m)	11.63
hauteur de R.D.C (m)	3.06
hauteur d'étage courant (m)	3.06
hauteur total avec acrotère (m)	20.41

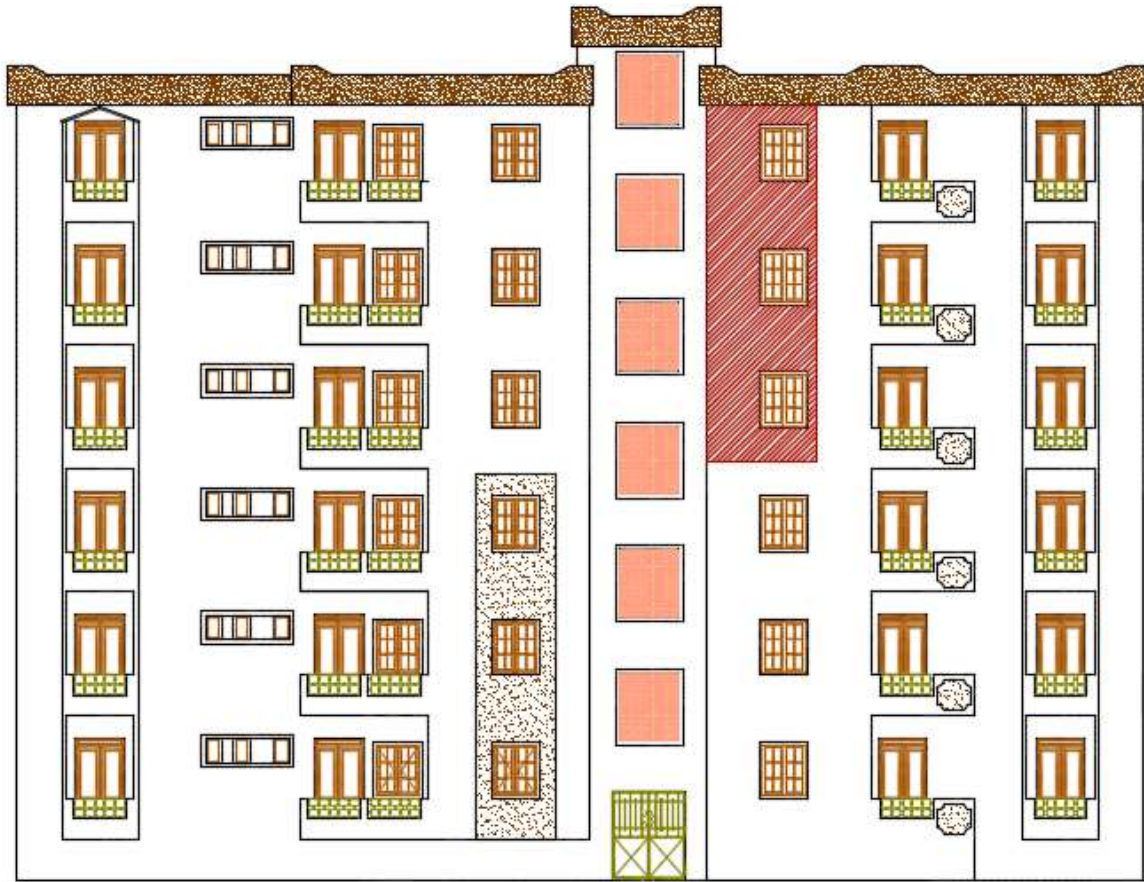


Figure 1: plan de façade



Figure 2: localisation de la structure

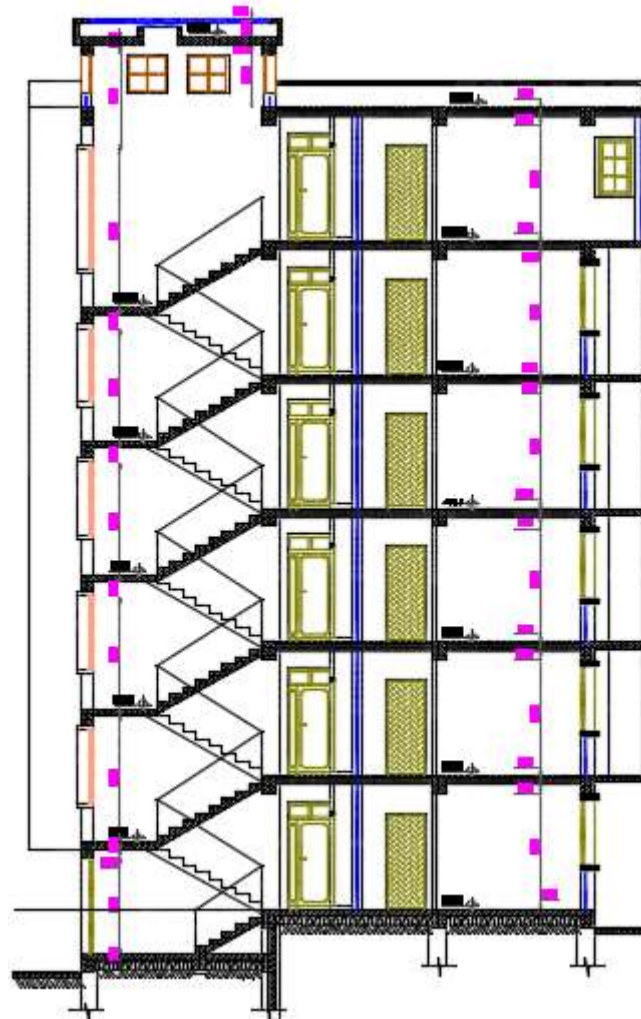


Figure 3: coupe A-A

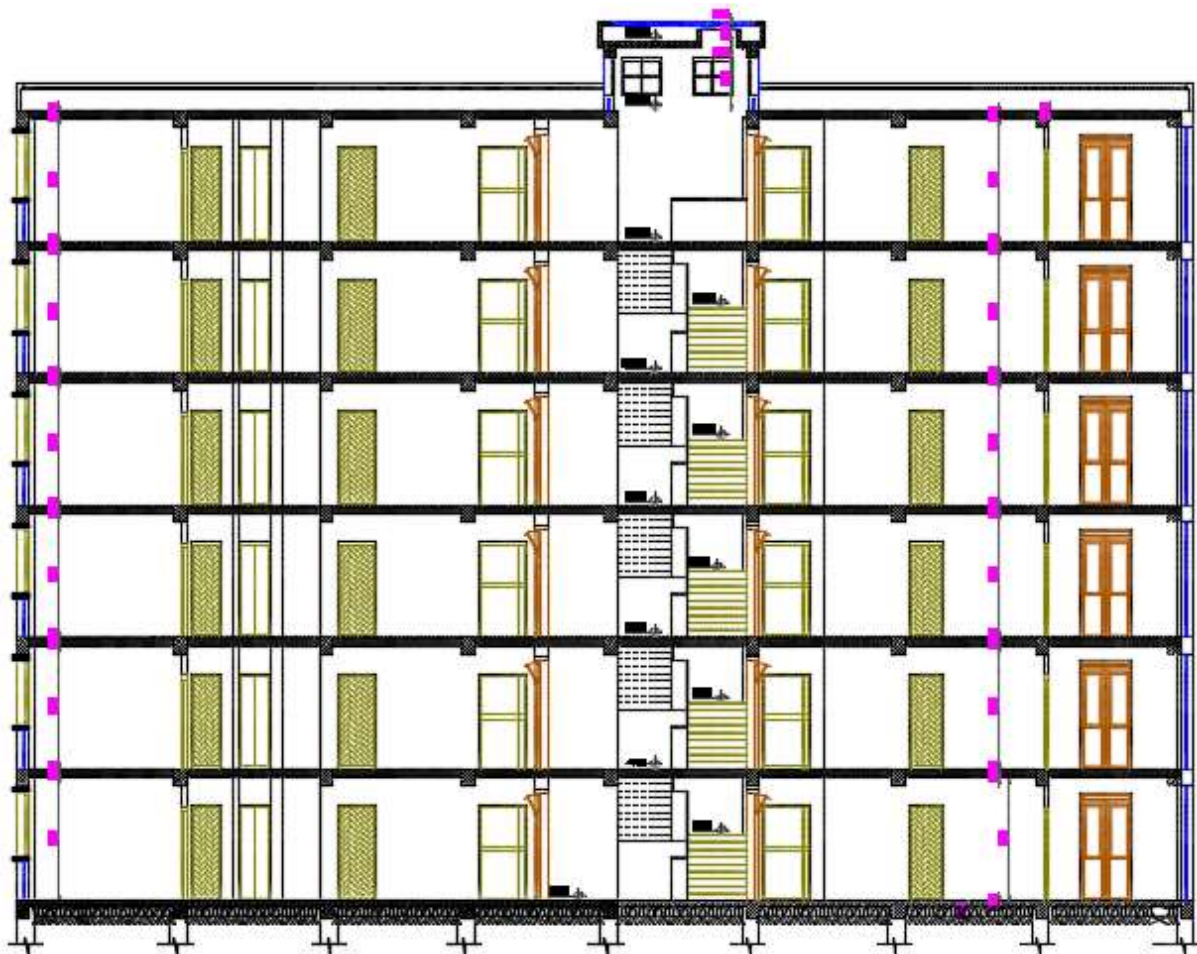


Figure 4: coupe B-B

I.2. Les éléments de l'ouvrage

I.2.1. L'ossature

L'ossature est composée de:

- Portiques (Poutres et Poteaux).
- Voiles porteurs en béton armé.

I.2.2. Planchers

Les planchers sont à corps creux (hourdis+ table de compression) reposant sur des poutrelles.

I.2.3. Escalier

Un escalier dans une construction est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Un escalier est déterminé par :

Sa montée (hauteur à graver H)

Son emmarchement (largeur utile L)

Sa hauteur de marche h.

I.2.4. Maçonnerie

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses :

❖ Murs extérieurs

Sont constitués d'une paroi double en brique creuse de 15cm d'épaisseurs pour la paroi externe, et 10cm pour la paroi interne les deux parois séparées par une l'âme d'air de 5cm d'épaisseur.

❖ mur intérieure

Sont constitué en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

I.2.5. Revêtement

Ils sont constitués de :

- Carrelage pour les planchers, escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Céramique pour la salle d'eau.

I.2.6. Balcons

La structure comporte des balcons en dalle pleine.

I.2.7. Acrotère

La terrasse est inaccessible, on adopte un acrotère dont la hauteur est de 60 cm, et sera réalisé en béton armé.

I.2.8. Les fondations

Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol, le rôle principale d'une fondation est d'assurer la transmission des charges appliquées sur l'ouvrage au sol.

I.3. Caractéristique des matériaux

Dans toute construction; le béton armé représente le matériau essentiel et qui est une cohérence entre le béton et l'acier. Les caractéristiques mécaniques utilisées dans le calcul du bâtiment doivent être conforme à la réglementation Algérienne essentiellement au béton armé aux états limites (BAEL).

I.3.1. Béton

Le béton est un mélange de granulats, ciment, d'eau et d'adjuvants qui peuvent varier en fonction de ses utilisations. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

I.3.1.1. Composition moyenne de béton

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à 25 MPA.

Tableau 2: composition de béton.

Composantes	Graviers5/25	Sable0/5	Ciment	Eau
Volume	800 l	400 l	8 sacs	180 l
Poids (Kg)	1200	600	400	180

I.3.1.2. Les caractéristiques mécaniques du béton

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

❖ **Résistance à la compression (Art A – 2 .1. 11 BAEL91)**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, d'après les essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre.

$$✓ f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + j \times 0.83} \text{ Si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$✓ f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.4 + j \times 0.95} \text{ Si } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA}$$

❖ **Résistance à la traction (Art A – 2 .1. 12 BAEL91)**

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $f_{tj} = 2.1 \text{ MPA}$

❖ **Module de déformation longitudinale du béton (Art A – 2 .1. 2 BAEL91)**

❖ **Instantanée (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \longrightarrow \quad E_{ij} = 32164.195 \text{ MPA}$$

❖ **Déférée (Art A – 2 .1, 22 BAEL91)**

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \longrightarrow \quad E_{vj} = 10818.865 \text{ MPA}$$

❖ **Module de déformation transversale**

$$G = E/2(1 + \nu)$$

❖ **Contrainte de compression du béton**✓ **A L'ELU**

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

$$f_{bu} = 14.16 \text{ MPA}$$

❖ **Diagramme parabole rectangle: (A.3.3.3, P54, B.A.E.L.91)**

Avec

γ_b coefficient de sécurité :

- 1.5 pour les combinaisons fondamentales
- 1.15 Pour les combinaisons accidentelles.

θ : Coefficient tenant compte de la durée d'application de la charge :

- 1 Pour une durée d'application > 24 h.
- 0.9 Pour $1 \leq \text{durée} \leq 24$
- 0.8 Si durée < 1 h

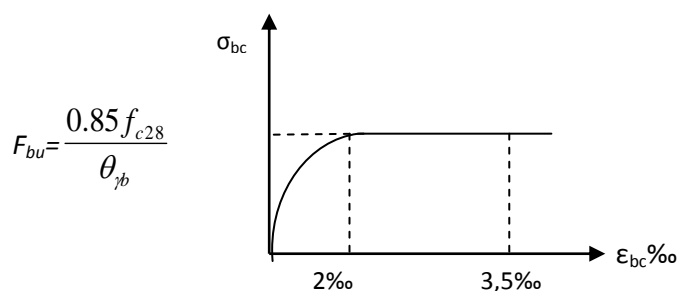


Figure 5: Diagramme parabole rectangle.

Remarque

Lorsque la section est partiellement comprimée le diagramme parabole rectangle peut être remplacé par le diagramme rectangulaire simplifié (Art A.4.3, 4 BAEL91).

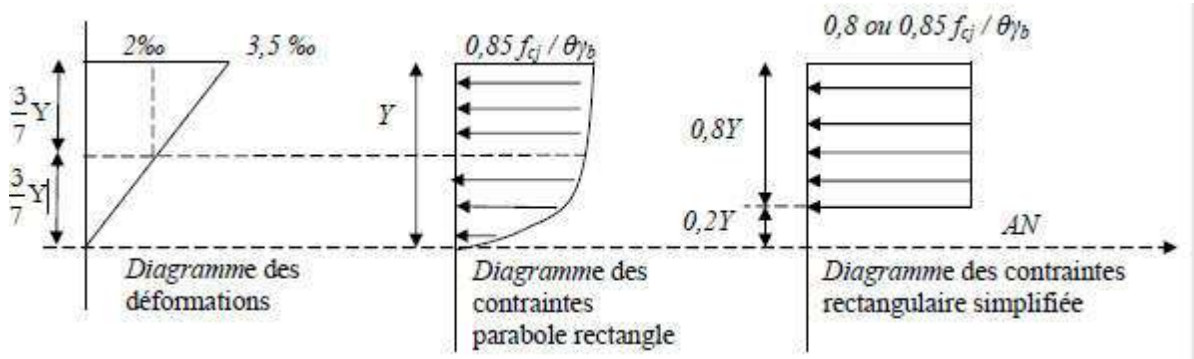


Figure 6: Diagramme rectangulaire simplifié.

✓ A L'ELS

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$. Dans notre cas: $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPA.

I.3.2. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utilisons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L).
- Haute adhérences (HA).
- Treillis soudés (TS).

I.3.2.1. Contrainte de déformation de calcul

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites on remplace le diagramme réel par le diagramme conventionnel qui est valable pour tous les aciers

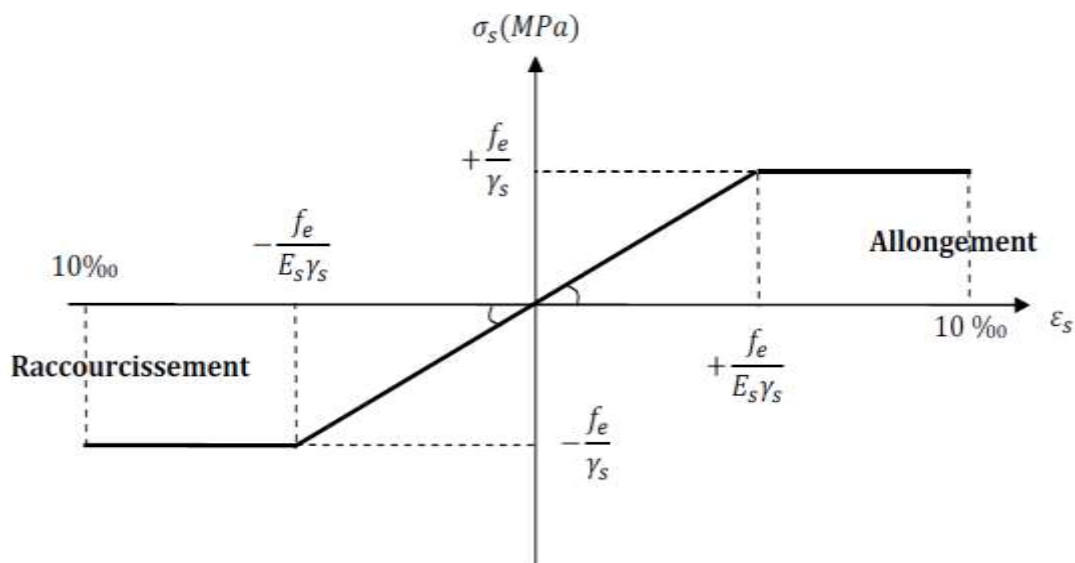


Figure 7: Diagramme contraintes déformation à L'ELU.

- **fe** : désigne la limite élastique.
- ϵ_s : l'allongement limite (%).
- γ_s : Coefficient de sécurité.
 - 1 pour les combinaisons accidentelles
 - 1.15 pour les combinaisons fondamentales.
- **E** : Module d'élasticité de l'acier = 2.10^5
- ❖ **Contrainte limite de l'acier**
- ✓ **État Limite ultime (E.L.U)**
 $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- ✓ **État Limite Service (E.L.S)**

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- Fissuration peu préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable. (**Art A – 4 .5, 33 BAEL91/99**).
- $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}))$
- Fissuration très préjudiciable (**Art A – 4 .5, 34 BAEL91/99**).
- $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 0.8 \min (2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}))$
- η : coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{Pour rond lisse} \\ 1,6 & \text{Pour haute adhérence} \end{cases}$$

I.4. Les hypothèses de calcul

Tous les calculs et toutes les vérifications doivent se baser sur la notion des états limites. On distingue deux types d'états limites :

- ❖ **Les états limites ultimes (E.L.U)**
 Il correspond à la limite :
 - De l'équilibre statique.
 - De la résistance de l'un des matériaux (béton et l'acier).
 - De la stabilité de forme (flambement).
- ✓ **Les états limites de services (E.L.S)**

Il correspond à la limite :

- De compression de béton.
- D'ouverture des fissures.
- Des déformations.

✓ **Combinaison de RPA99 /V2003**

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

✓ **Combinaison du BAEL91**

$$\text{ELU : } 1.35G+1.5Q$$

$$\text{ELS: } G + Q$$

***Chapitre II : Pré
dimensionnements des
éléments secondaires***

II. Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 version 2003, CBA93, BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.1. Les Planchers

Tous les planchers sont à corps- creux, ce choix a été adopté pour les conditions suivantes :

- L'absence des charges concentre importante sur les planchers.
- Plus économique qu'une dalle pleine.
- Bon isolation phonique et thermique.
- ✓ **Plancher en corps creux**

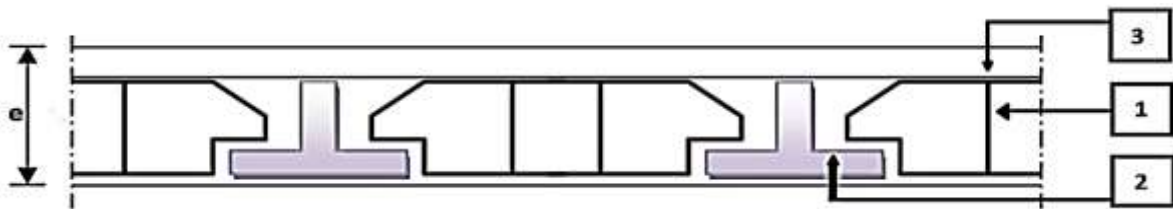


Figure 8: coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Ce plancher est constitué d'éléments résistants, ce sont les poutrelles en béton armée et des éléments de coffrage « les entres vous », corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

On détermine la hauteur du plancher avec la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \text{ [B.A.E.L.91].}$$

h_t : La hauteur totale du plancher

L : Portée libre maximale

$L_{x_{\max}}$: distance max entre d'appuis selon ox

$L_{y_{\max}}$: distance max entre d'appuis selon oy

$$L_{\max} = 4.15\text{m}$$

$$h_t \geq \frac{415}{22.5} = 18,44\text{cm}$$

on prend $h_t = 20\text{cm}$ (16+4)

II.2. Les balcons

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

L'épaisseur de la dalle du balcon est conditionnée par :

$$e \geq L/10$$

On prend comme épaisseur : $e \geq 110/10 = 11\text{cm}$

Donc on prend $e = 15\text{cm}$.

II.3. L'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade (Figure II.2). Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000N/ml .

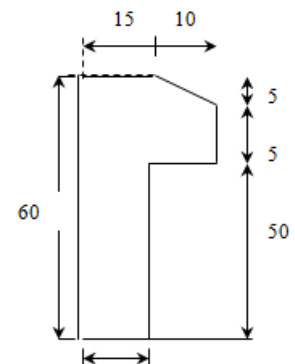


Figure 9: L'acrotère.

- Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml : $G = \rho \times S$.
- S : La surface transversale totale de l'acrotère : $S = 0,0725\text{m}^2$.
- ρ : Le poids volumique de béton $\rho = 25\text{ KN/m}^3$. Donc: $G = 0,0725 \times 25 = 1.8125\text{KN/ml}$.

II.4. Les escaliers

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Dans notre structure les escaliers de RDC et les autres niveaux comporte deux volées avec un palier intermédiaire.

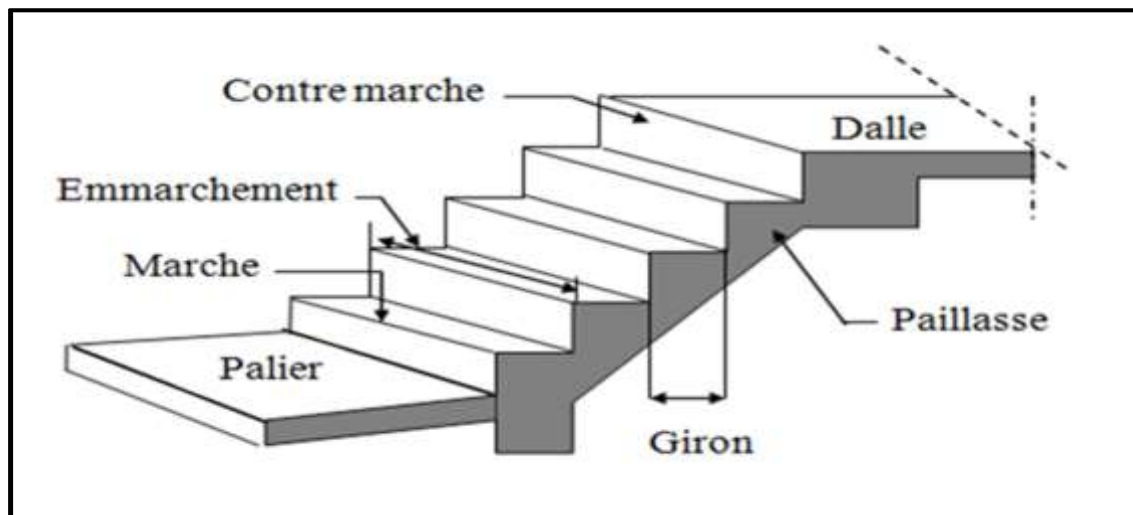


Figure 10: Les escaliers.

✓ Caractéristiques techniques

Un escalier est caractérisé par:

- g: largeur de la marche (Giron).

- e_p : épaisseur de la paillasse.
- H : hauteur de la contre marche.
- L :largeurdelavolée.
- n : nombre de marches.

✓ **Le pré-dimensionnement**

Le pré-dimensionnement s’effectue à l’aide de la formule suivante :

La formule de BLONDAL

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

Hauteurdelamarche $16.5 \leq h \leq 17.5$ $h = 17 \text{cm}$

- En pratique on prend $g=30 \text{cm}$
- Hauteur d’étage $H= 3.06$
- Nombre de contre marches $n=H/h=306/17=18$.
- Nombre de marches (8+8).
- Hauteur de la paillasse $h'=0.17 \times 9=1.53 \text{m}$
- La longueur projetée de la paillasse $l=g (n-1)=2.40 \text{m}$
- L’inclinaison de la paillasse $\text{tg} \alpha = h'/l \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$
- La largeur de la paillasse $l_p = h'/\sin \alpha = 2.85 \text{m}$
- L’épaisseur de la paillasse $l_p/30 \leq e \leq l_p/20 \rightarrow e = 15 \text{cm}$
- L’épaisseur du palier = 15cm

Tableau 3: récapitulatif.

Niveau	H(m)	H'(m)	N	L(m)	α	L_p (m)	e (paillasse)	e (palier)
	3,06	1,53	18	2,4	32,52	2,85	15	15

❖ *Calcul des charges permanentes et surcharges*

a. Plancher terrasse (inaccessible)

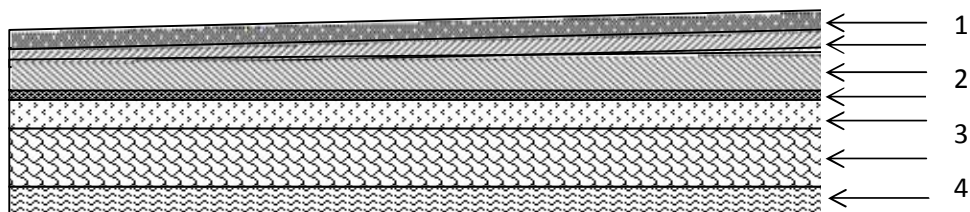


Figure 11: Coupe verticale du plancher.

Tableau 4: valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse.

N°	Elements	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m ²)
01	Couche de gravier	18	0,05	0,9
02	Etanchéité multicouche	06	0,02	0,12
03	Béton en forme de pente	22	0,1	2,2
04	Feuille de polyane	-	-	0,01
05	Hourdis et table de compression (16+4)	14	0,20	2,80
06	Isolation thermique	04	0,04	0,16
07	Enduit sous plafond	10	0,02	0,20
				$G_t = 6.39 \text{ kN/m}^2$
				$Q = 1 \text{ kN/m}^2$

b. Plancher étage courant

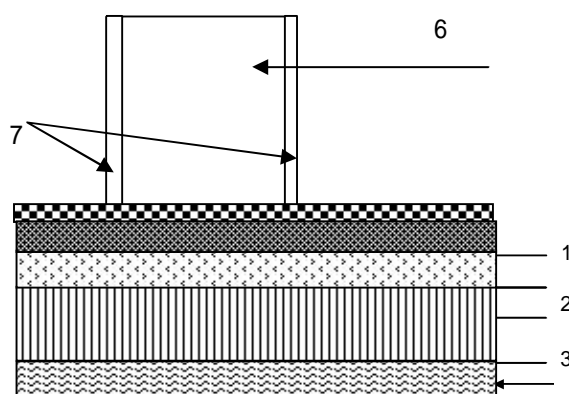


Figure 12: Coupe verticale du plancher d'étage courant.

Tableau 5: valeur de la charge permanente de l'étage courant.

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Carrelage scellé	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	10	0.02	0.20
03	Couche de sable	18	0.03	0.54
04	Dalle en corps creux	14	0.20	2.80
05	Enduit en plâtre	5	0.02	0.10
06	Cloison de Separation	09	0.1	0.90
07	Enduitplâtre	5	2× 0.02	2 ×0.1
				$G_t = 5.18 \text{ kN/m}^2$
				$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

c. Maçonnerie

Les charges qui reviennent aux murs extérieurs et intérieurs, sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 6: Charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.

Description des murs Extérieurs	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN / m ³)	Poids surfacique (KN/ m ²)
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Brique creuse Extérieure	0,15	9	1,35
Brique creuse Intérieure	0,10	9	0,9
Charge permanent G			2,81
Description des murs Intérieurs	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN / n3	Poids surfacique (KN/ m ²)
Brique creuse	0,1	0,9	0,9
Enduit de plâtre	0,02	0,4	0,4
Charge permanent G			1,3

D .Lesbalcons

Les balcons sont constitués en dalle pleine. Les charges et surcharges qui reviennent aux balcons, sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau 7: Charge du balcon.

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m3)	Poids surfacique (KN/ m²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle de en B A	0,15	25	0,40
Enduit en ciment	0,02	20	3,75
Charge Permanente G			5,35
Charge d'exploitation Q			3,5

e. Escaliers

Les charges et surcharges qui reviennent aux escaliers, sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau 8: Charge du palier.

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m3)	Poids surfacique (KN/ m²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,015	20	0,3
Poids propre de Palier	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,015	14	0,21
Lit de sable	0,02	18	0,36
Charge Permanente G			5,06
Charge d'exploitation Q			2,5

Tableau 9: Charge de la volée.

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m3)	Poids surfacique (KN/ m²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,01	20	0,2
lit se sable.	0,02	18	0,36
Poids des marches	0,17/2	22	1,87
poids de la paillasse	0,15	25	4,44
Enduit en plâtre	0,015	14	0,23
Charge permanente G total			7,54
Charge d'exploitation Q			2,5

f. L'acrotère

Les charges et surcharges qui reviennent à l'acrotère, sont résumées dans les tableaux suivant:

Tableau 10: Charge de l'acrotère.

La masse volumique (KN/m³)	Surface (m²)	Charge Permanente (KN/ml)
25	$S=0,0725m^2$.	$G=0,0725*25$ $G=1,81KN/ml$
La charge d'exploitation de l'acrotère		$Q=1KN/ml$

***Chapitre III : Pré
dimensionnements des
éléments principales***

III.1. Pré dimensionnement des éléments porteurs

III.1.1. Pré dimensionnement des poutres

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 2003.
- ✓ **Pré dimensionnement des poutres principales [p.p.]**
- ✓ **Critère de rigidité**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,8h \end{cases}$$

Avec

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

Pour $L = 415 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 27.66 \leq h \leq 41.5 \rightarrow h = 40 \text{ cm.} \\ 16 < b \leq 32 \rightarrow b = 20 \text{ cm.} \end{cases}$

- ✓ **Condition du R.P.A 99**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (40/30) = 1,33 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $(40 \times 20) \text{ cm}^2$.

- ✓ **Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S]**

- ✓ **Critère de rigidité**

Pour $L = 370 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 24.66 \leq h \leq 37 \rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 14 < b \leq 28 \rightarrow b = 20 \text{ cm} \end{cases}$

- ✓ **Condition du R.P.A 03**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) = 1,16 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $(35 \times 20) \text{ cm}^2$

Les sections des poutres calculées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 11: Les sections des poutres sont résumées.

Poutres	Section (cm ²)
Principales	(40x20)
Secondaires	(35x20)

Les sections des poutres adoptées sont résumées dans le tableau suivant :

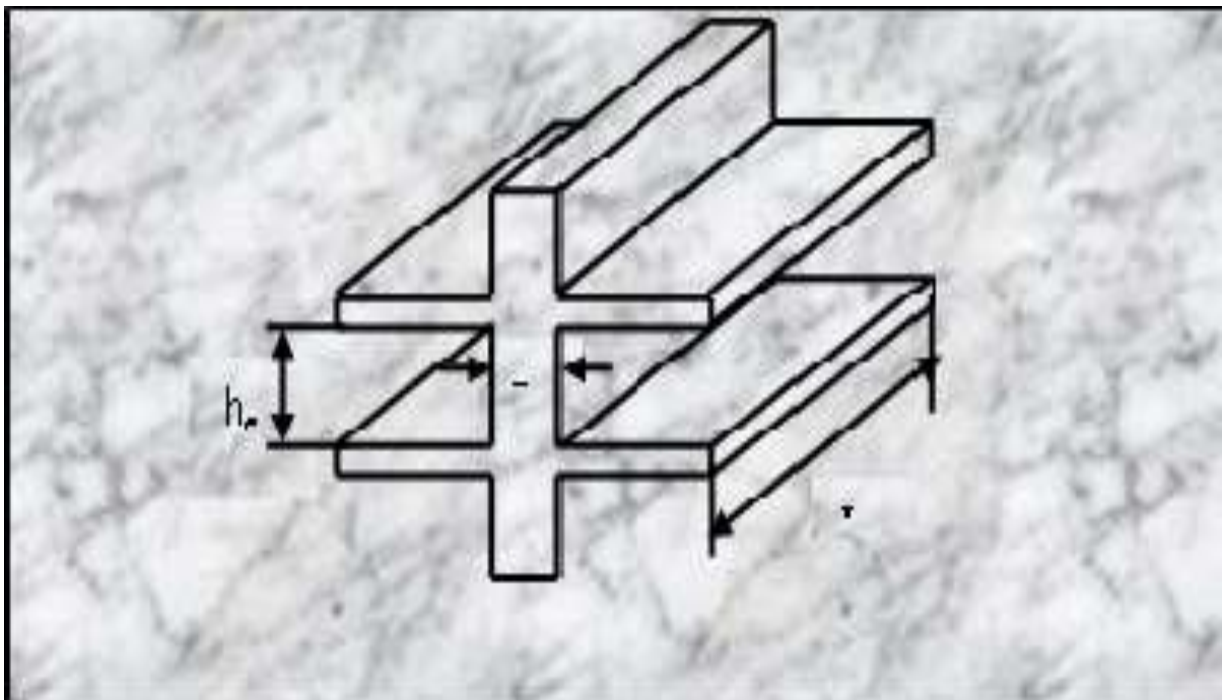
Tableau 12: Les sections des poutres sont résumées.

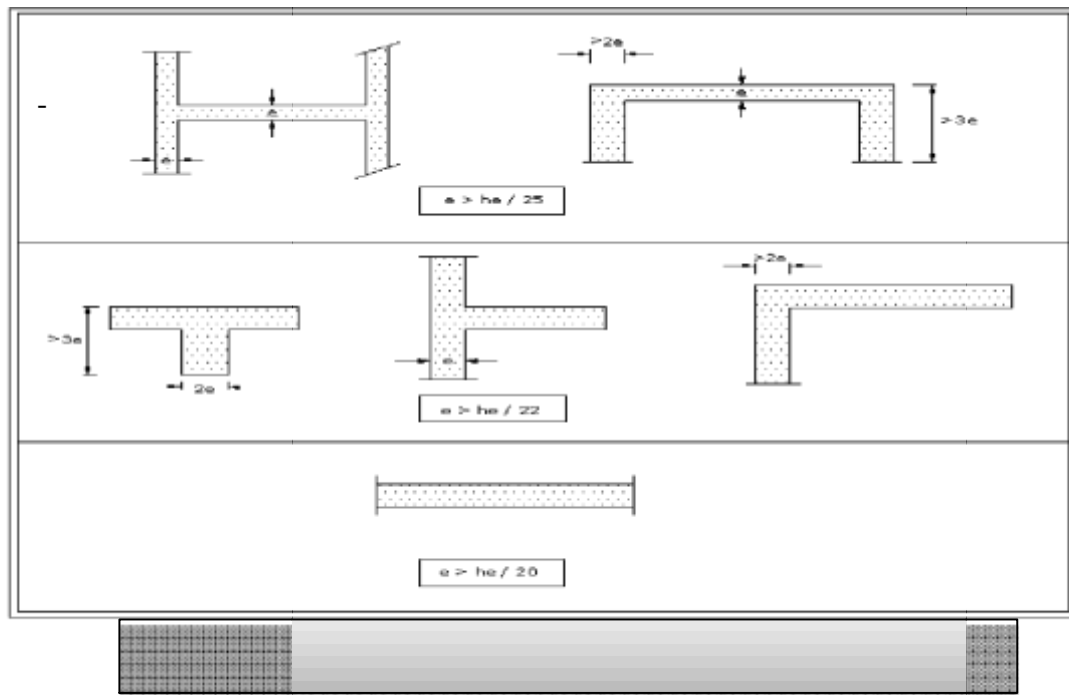
Poutres	Section (cm ²)
Principales	(40x30)
Secondaires	(35x30)

III.2. Les Voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales.

D'après RPA 99 ne sont considérés comme voiles de contreventement que les éléments que les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$.

**Figure 13: coupe de voile en élévation.**



h_e : hauteur libre d'étage et de RDC.

$$h_e = h_{\max} = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m}$$

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25} \right) \longrightarrow e \geq \max (13,3 ; 12,09 ; 10,64) \longrightarrow e \geq 13,3 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

III.3. Les poteaux

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- Vérification de la section à l'ELS
- La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-de la compression du béton selon le **BAEL91**.

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99** (Article : 7.4.1)

En **zone II a** les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min (a, b)} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min (a, b)} \geq h_e / 20$$

$$1/4 < a / b < 4$$

Avec (a, b) : dimension de la section.

h_e : hauteur d'étage.

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s F_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \text{(Article B.8.4.1 du CBA 93)}$$

D'après les règles **BAEL 91**, la section réduite B_r est donné par :

$$B_r \geq \frac{K \alpha \beta x N_u}{\theta \frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \frac{F_e A}{\gamma_s B_r}}$$

- $K = 1,1$: si plus de moitié des charges est appliquées avant 90 jours.
- $K = 1,2$ et f_{c28} est remplacé par f_{cij} \longrightarrow si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.
- $K = 1$: pour les autres cas.

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

- $\theta = 1 \quad \rightarrow \quad T > 24\text{h}$
- $\theta = 0,9 \quad \rightarrow \quad 1 \leq T \leq 24\text{h}$
- $\theta = 0,85 \quad \rightarrow \quad T < 1\text{h}$

β : coefficient dépend de l'élanement mécanique des poteaux.

- $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$: si $\lambda \leq 50$
- $\beta = \frac{0,85 \lambda^2}{150}$: si $50 \leq \lambda \leq 70$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on se refera dans un premier temps au **RPA2003** qui fixe la section minimale d'un poteau en zone II (30x30) cm² pour les poteaux carrés et $D \geq 35$ cm pour les poteaux circulaires.

Le pré-dimensionnement se fait en considèrent le poteau le plus sollicité.

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

Pour tenir compte de poids de maçonnerie et de l'acrotère on doit majorer la surface de 15%.

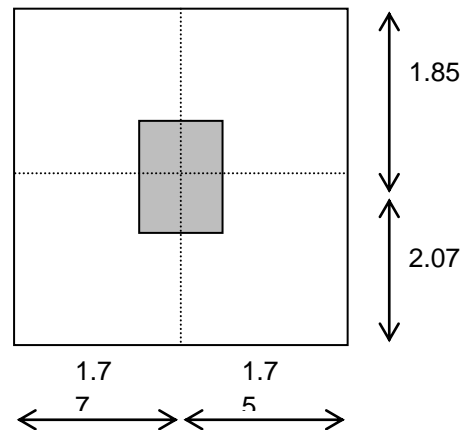
✓ La section du poteau le plus sollicité

$$S = (1.85 + 2.07) \times (1.77 + 1.75)$$

$$S = 13.80 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{majorée}} = S \times 1,15 = 15.87 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{majorée}} = 15.87 \text{ cm}^2$$



✓ La descente de charge

Tableau 13: Tableau de loi de dégressions des charges d'exploitations.

Niveau	Q	Q	Q (KN/N ²)	NQ(KN)
Terrasse(N1)	1	Q0	1	13,80
étage 5 (N2)	1,5	Q0+Q1	2,5	34,5
étage 4 (N3)	1,5	Q0+0,95(Q1+Q2)	3,85	53,13
étage 3 (N4)	1,5	Q0+ 0,85(Q1+Q2+Q3)	4,83	66,65
étage 2(N5)	1,5	Q0+0,80(Q1+Q2+Q3+Q4)	5,8	80,04
étage 1 (N6)	1,5	Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	6,63	91,49
RCD (N7)	1,5	Q0+0,70(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	7,3	100,74

Tableau 14: Descente de charge poteaux intermédiaires.

Niveaux	Elément	G (KN)
6 – 6	Plancher terrasse	13,80 x 6,39 = 88,18
	Poutre principale	0,2 x 0,4 x 3,92 x 25 = 7,84.
	Poutre secondaire	0,2x0,35x (3,52-0,4) x25 = 5,46
		G =101,48
5 – 5	Plancher courant	13.80 x5,18 = 71,48.
	Poutre principale	0,2 x 0,4 x 3,92 x 25 = 7,84.
	Poutre secondaire	0,2x0,35x (3,52-0,4) x25 = 5,46.
	Poteau	0,4 x 0,4 x 25 x (3,06-0,4) = 10,64.
	Revenant 6 -6	101,48
		G = 196,9.

4 – 4	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 5 – 5	$13.80 \times 5, 18 = 71,48.$ $0,2 \times 0,4 \times 3,92 \times 25 = 7,84.$ $0,2 \times 0, 35 \times (3, 52 - 0,4) \times 25 = 5,46.$ $0,4 \times 0,4 \times 25 \times (3,06 - 0,4) = 10,64.$ 196,9 G = 292,32
3 – 3	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 4 - 4	$13.80 \times 5, 18 = 71,48.$ $0,2 \times 0,4 \times 3,92 \times 25 = 7,84.$ $0,2 \times 0, 35 \times (3, 52 - 0,4) \times 25 = 5,46.$ $0,4 \times 0,4 \times 25 \times (3,06 - 0,4) = 10,64.$ 292,32 G = 387,74
2 – 2	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 3 – 3	$13.80 \times 5, 18 = 71,48.$ $0,2 \times 0,4 \times 3,92 \times 25 = 7,84.$ $0,2 \times 0, 35 \times (3, 52 - 0,4) \times 25 = 5,46.$ $0,4 \times 0,4 \times 25 \times (3,06 - 0,4) = 10,64.$ 387,74 G = 483,16
1 -1	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 2 –2	$13.80 \times 5, 18 = 71,48.$ $0,2 \times 0,4 \times 3,92 \times 25 = 7,84.$ $0,2 \times 0, 35 \times (3, 52 - 0,4) \times 25 = 5,46.$ $0,4 \times 0,4 \times 25 \times (3,06 - 0,4) = 10,64.$ 483,16 G = 578,58
RDC	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant de 1-1	$13.80 \times 5, 18 = 71,48.$ $0,2 \times 0,4 \times 3,92 \times 25 = 7,84.$ $0,2 \times 0, 35 \times (3, 52 - 0,4) \times 25 = 5,46.$ $0,4 \times 0,4 \times 25 \times (3,06 - 0,4) = 10,64.$ 578,58 G = 674

Tableau 15: choix de la section du poteau.

Etage	G (KN)	Q (KN)	N _u (KN) (1,35G + 1,5Q)*1.15	B _r = 0,64N _u (cm ²)	a (cm ²) $\sqrt[2]{B_r} + 2$	a x b selon RPA	a x b choix
6 ^{ème}	101,48	13,80	181,35	/	/	/	/
5 ^{ème}	196,9	34,5	365,19	233,72	17,28	30 x 30	30 x 35
4 ^{ème}	292,32	53,13	545,47	349,10	20,68	30 x 30	30 x 35
3 ^{ème}	387,74	66,65	716,93	458,83	23,42	30 x 30	30 x 35
2 ^{ème}	483,16	80,04	888,17	568,42	25,84	30 x 30	35 x 40
1 ^{er}	578,58	91,49	1056,06	675,87	27,99	30 x 30	35 x 40
RDC	674	100,74	1220,16	780,90	29,94	30 x 30	35 x 40

✓ Vérification selon le RPA99 version 2003

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b1, h1) ≥ 25cm en zone I et 2

Min (b1, h1) ≥ 30cm en zone III

$$1/4 \leq b1/h1 \leq 4$$

Tableau 16: Tableau récapitulatif de vérification des sections.

Poteaux (cm)	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
(30x35)	Min (b, h) ≥ 25	Min (30x35)=30	Condition vérifié
	Min (b,h) ≥ (h _e /20)	3,06 /20=15,3	Condition vérifié
	1/4 < b/h < 4	b/h=35/30=1,16	Condition vérifié
(35x40)	Min (b, h) ≥ 25	Min (35x40)=35	Condition vérifié
	Min (b,h) ≥ (h _e /20)	3,06 /20=15,3	Condition vérifié
	1/4 < b/h < 4	b/h=40/35=1,14	Condition vérifié

✓ **Vérification de flambement**

On doit vérifier que $\lambda \leq 50$

Le règlement CBA93 définit la longueur de flambement L_f comme suit :

- ✓ $0.7 \cdot L_0$: si le poteau est encasté à ses extrémités et sa longueur est L_0 :
 - Soit encasté dans un massif de fondation.
 - Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- ✓ L_0 : dans les autres cas.

Dans notre cas on a : $L_f = 0.7 \cdot L_0$.

$L_0 = 3.06\text{m}$ Donc: **$L_f = 2.14\text{m}$**

✓ **Poteau (30x35)cm**

$$i = b / \sqrt{12} = 35 / \sqrt{12} = 10,10$$

L'élancement géométrique :

$$\lambda = L_f / i$$

$$\lambda = 214.2 / 10,10 = 21,20 \leq 50 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Poteau (35x40) cm**

$$i = b / \sqrt{12} = 40 / \sqrt{12} = 11,54\text{cm}$$

L'élancement géométrique :

$$\lambda = L_f / i$$

$$\lambda = 214.2 / 11,54 = 18,56 \leq 50 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

***Chapitre IV : Ferrailage
des éléments secondaires***

IV.1. Étude de l'acrotère

IV.1.1. Définition

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS

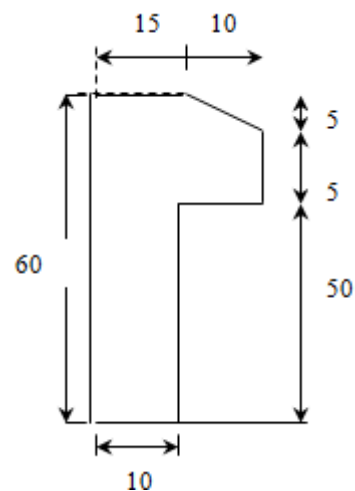


Figure 14: Coupe verticale de l'acrotère.

$$G = S \cdot \rho$$

$$G = [(0,5 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) + \left(\frac{0,1 \times 0,05}{2}\right) + (0,05 \times 0,1)] \times 25$$

$$\begin{cases} G = 1,8125 \text{ KN / ml (effort normale du au poids propre)} \\ Q = 1 \text{ KN / ml (effort horizontal)} \end{cases}$$

IV.1.2. Vérification au séisme

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 6.2.3**) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p \quad (F_p < 1.5Q)$$

Avec

F_p : Force horizontal pour les éléments secondaires des structures.

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1 RPA99/version2003) suivant la zone sismique (**zone IIa**) et le groupe d'usage du bâtiment (**groupe2**)

$$A = 0,15.$$

C_p : Facteur de force horizontal variant entre 0.3 et 0.8 tableau (6.1RPA99/version2003)

$$C_p = 0,8 \text{ (élément en console).} \quad \rightarrow$$

$$W_p : \text{ Poids propre de l'acrotère} \quad \rightarrow \quad W_p = 1,8125 \text{ KN/ml.}$$

$$D'où: F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,8125 = 0,87 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{On a: } F_p = 0,87 \text{ KN/ml} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

$$\text{Donc } = 1,8125 \text{ KN / ml}$$

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

IV.1.3. Combinaison de charge

❖ **Combinaison de sollicitation**

✓ A L'ELU : $\left\{ \begin{array}{l} N_U = 1,35 G = 1,35 * 1,8125 = 2,44KN. \\ M_U = 1,5 * Q * H = 0,9kn.m \end{array} \right\}$

✓ A L'ELS $\left\{ \begin{array}{l} N_S = N_G = 1,8125 KN \\ M_S = Q * H = 0,6KN.M \end{array} \right\}$

IV.1.4. Ferraillage de l'acrotère

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donnée par mètre linéaire (1ml) .celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (b*h) cm² soumise à la flexion composée.

h : épaisseur de la section = 10 cm

b : largeur de la section = 100 cm.

C et c' : enrobage : 2 cm.

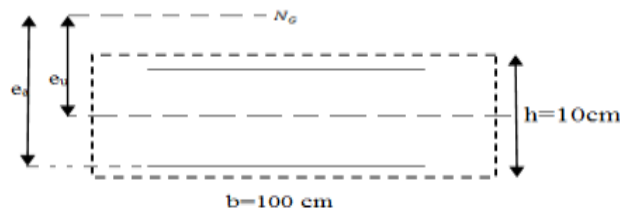
d=h-c : hauteur ultime : 8 cm.

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armateurs tendus.

❖ **Calcul de ferraillage a l'ELU**

1) Position de centre de pression a l'ELU

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9 * 10^2}{2,44} = 36,88 \text{ cm.}$$



$$\frac{H}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \leftrightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armateurs d'où la section est partiellement comprimée.

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

2) Calcul en flexion simple

✓ Le moment fictif

$$M_f = N_u \cdot e_f \left\{ e_y = e_u + \frac{h}{2} - c = 36,88 - \frac{10}{2} - 2 = 0,29 \right\}$$

$$M_f = 2,44 \cdot 0,29 = 0,70 \text{ kn.m}$$

✓ Moment réduit

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,007$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ mpa}$$

$\mu = 0,007 < \mu_1 = 0,392$ donc la section est simplement armée, donc $A'_s = 0$ (pas d'armature comprimée).

✓ Armature fictif

$$A_f = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \text{ avec}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - (1 - 2\mu)^{1/2})$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\text{Donc : } \beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,996$$

$$A_f = \frac{0,7 \cdot 10^6}{0,996 \cdot 80 \cdot 348} = 25,24 \text{ mm}^2 = 0,25 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 0,25 - \frac{2,44 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0,17 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification a L'ELU

• Condition de non fragilité : (Art A.4.2, 1 BAEL91)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la (C.N.D) : $A_s \geq A_{\min}$.

$$A_{\min} = 0,23 \text{ b.d.} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{es - 0,45d}{es - 0,185d} = 0,23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot \frac{33 - 0,45 \cdot 8}{33 - 0,185 \cdot 8}$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} es = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,8125} = 0,33 \text{ cm} = 33 \text{ m} \\ F_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA} \end{array} \right\}$$

Donc :

$A_s = 0,17 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$ Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celle calculé à l'ELU, alors on adopte :

$$A_s = A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

• **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}^2$$

Repartie sur 60 cm de hauteur avec un espacement :

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

Tableau 17: les résultats de calcul.

$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_t \text{ (cm)}$	$A_r \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_t \text{ (cm)}$
0,90	0,90	4HA8=2,01	25	0,50	4HA8=2,01	15

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1 / BAEL91)**

La fissuration est très préjudiciable

$$\text{Donc : } \tau = \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \longrightarrow V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \quad (V_u : \text{effort tranchant})$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ Mpa} < \tau_1 = 2,5 \text{ Mpa} \longrightarrow \tau_u < \tau_1 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifié})$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement \longrightarrow le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \longrightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérfications de l'adhérence des barres : (Art 6.1.3 / BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} \leq \psi_{se} F_{t28}$$

ψ_{se} : Coefficient de scellement = 1,5 (acier de haute adhérence).

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa} \longrightarrow \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n \pi \varnothing = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,04 \text{ cm} \longrightarrow \sum u_i = 10,04 \text{ cm}$$

n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times (80) \times (100,04)} = 0,20 \text{ Mpa} \longrightarrow \tau_{se} = 0,20 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,20 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifié})$$

✓ **vitriification des contraintes à l'ELS**

L'acrotère est exposée aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable ou on doit vérifier que :

• **Pour le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bu} \leq \overline{\sigma}_{bu}$.

$\overline{\sigma}_{bu} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ mpa.}$

σ_{bu} : *constraint* Maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bu} = k. y$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \\ y: \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right\}$$

I : moment d'inertie.

• **Position de l'axe neutre**

$by + 30 (A_s + A_s') y - 30(d A_s + A_s' d') = 0.$

$y = 1,91 \text{ cm}$

• **Calcul de moment d'inertie**

$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$ On a $I = 1350,46 \text{ cm}^4$;

D'où : $k = 0,04 \text{ N/mm}^3$.

$\sigma_{bu} = 0,04 * 1,91 * 10 = 0,72 \text{ mpa.}$

$\sigma_{bu} = 0,72 \text{ mpa} \leq \overline{\sigma}_{bu} = 15 \text{ mpa}$; donc la condition est vérifiée.

• **Pour l'acier**

$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} fe, \max(0,5 fe ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = 201,63 \text{ mpa. Avec } \eta = 1,6$

$fe = 400 \text{ MPa.}$

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$

Donc : $\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$

$\sigma_s = n * k (d - y)$ tel que : $n = 15$

$\sigma_s = 36,54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ donc condition vérifiée

✓ **Vérification de l'écartement des barres**

• **Armatures vertical**

$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$ donc condition vérifiée

• **Armatures de répartition**

$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$

$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$

❖ Schéma de ferrailage de l'acrotère

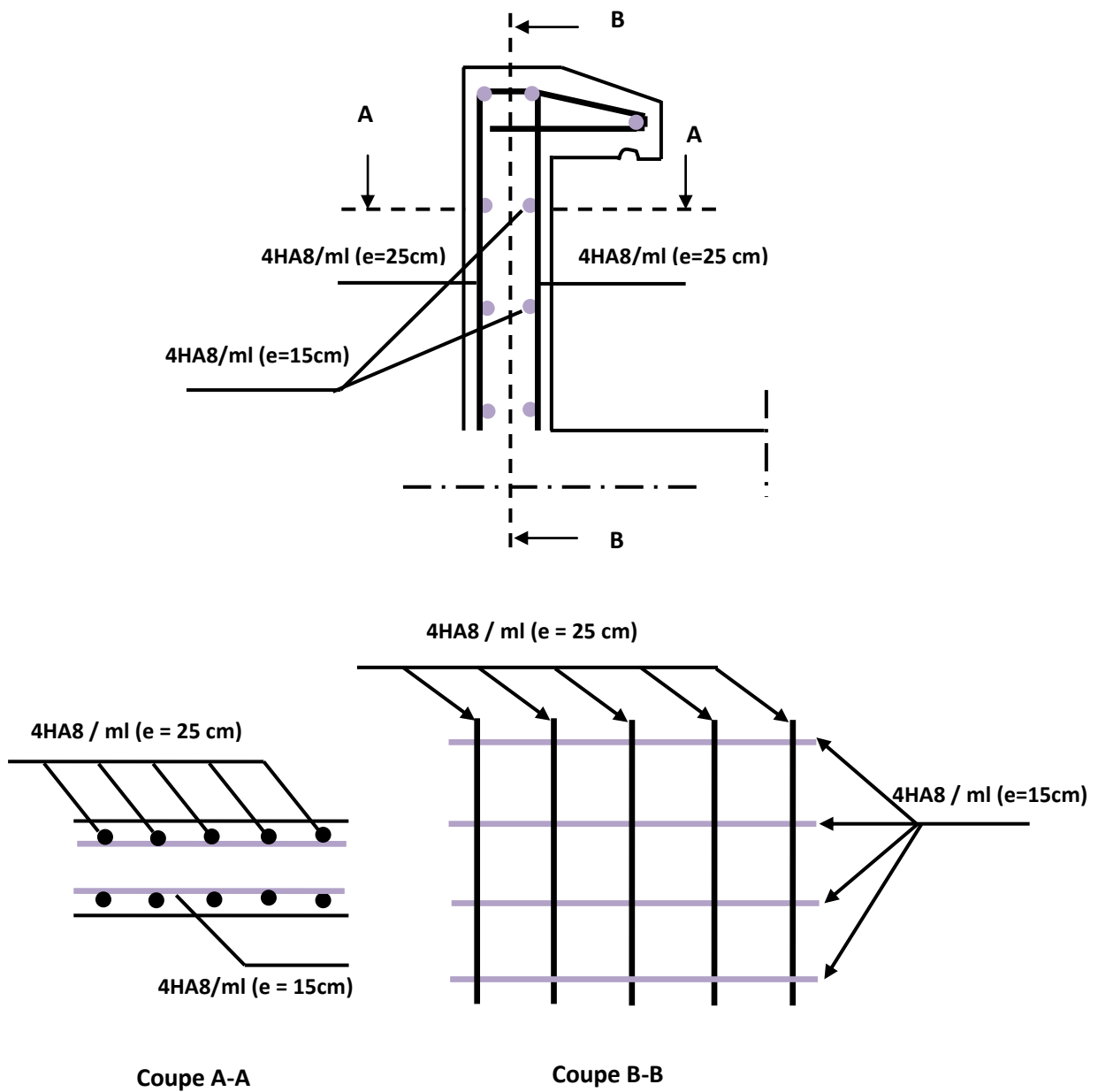


Figure 15: schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.2. Calcul des planchers

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4 cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 60 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

IV.2.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

❖ Dimensionnement de la poutrelle

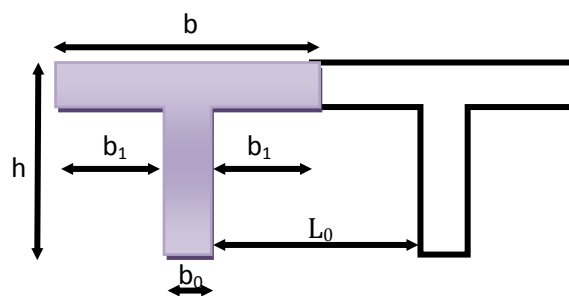


Figure 16: Dimension de la poutrelle.

Avec :

L_0 : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles (65-12) $\Rightarrow L_0 = 53 \text{ cm}$

L : la longueur de la plus grande travée $\Rightarrow L = 410 \text{ cm}$

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

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

b : largeur de la dalle de compression $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{l}{10}; \frac{l_0}{2}; 8h_0 \right\} \text{ Donc : } b = 26\text{cm}$$

Le calcul se fera en deux étapes

IV.2.1.1. Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme une poutre simplement appuyée (reposant sur deux appuis). Elle doit soumise à son poids propre et le poids de corps creux, ainsi qu'à la charge due à la main d'œuvre.

❖ Les sollicitations

La poutrelle sera sollicitée par :

- Poids propre de la poutrelle : $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de corps creux : $G_{cc} = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
D'où: $G = 0,62 + 0,12 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- ❖ Charge d'exploitation de la main d'œuvre : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

❖ Ferrailage à l'ELU

La poutrelle travaille en flexion simple, et comme elles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à l'ELU car la fissuration est considérées comme peu nuisible.

❖ Combinaison des charges

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 0,65 = 1,97 \text{ KN/ml}$$

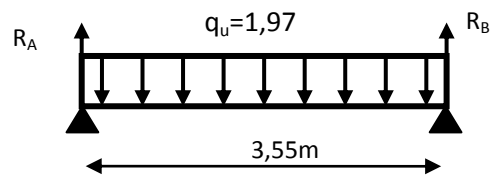
$$q_s = G + Q = 0,74 + 0,65 = 1,39 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul des efforts tranchants et moments max en travée

1) À L'ELU

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1,97 \times 3,55^2}{8} = 3,10 \text{ KN.m}$$

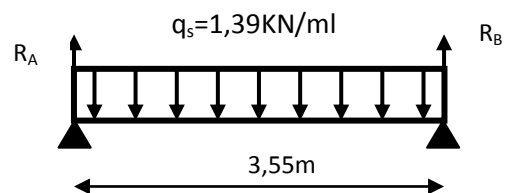
$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1,97 \times 3,55}{2} = 3,50 \text{ KN}$$



2) À L'ELS

$$M_{ser} = M_{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{1,39 \times 3,55^2}{8} = 2,19 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = T_{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{1,39 \times 3,55}{2} = 2,47 \text{ KN}$$



On a :

$$d=0.9 \times h_0 = 3,6 \text{ cm} \quad ; \quad M_u = 3,10 \text{ KN.m};$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad ; \quad M_{ser} = 2,19 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} ;$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d f_{bu}} = \frac{3,10 \times 10^3}{12 \times 3,6^2 \times 14,2} = 1,40$$

$$\mu_{bu} = 1,40 > \mu_l = 0,392: \Rightarrow \text{La section est doublement armée}$$

Conclusion

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120cm).

IV.2.1.1. Calcul après coulage de la dalle de compression

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

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation
- ❖ **Charge et surcharge et la combinaison de charge**

$$ELU : q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65$$

$$ELS : q_{ser} = (G + Q) \times 0,65$$

Tableau 18: Les charges supportées par la poutrelle.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _{ser} (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,39	1	6,58	4,80
Etage courant	5,18	1,5	6,01	4,34
RDC	5,18	1,5	6,01	4,34

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

Le cas le plus défavorable c'est le cas de la terrasse inaccessible.

Donc on prend : $G=6,39\text{KN/m}^2$ et $Q=1\text{KN/m}$

$q_u=6,58\text{KN/m}^2$ et $q_s=4,80\text{ KN/m}^2$

❖ **Choix de la méthode de calcul**

Pour la détermination des moments en travées, aux appuis et efforts tranchant le BAEL99 propose trois méthodes de calcul :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

❖ **Méthode forfaitaire**

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

1) **Domaine d'application**

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

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

- 1- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents Travées.
- 2- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \end{array} \right.$$

3- Fissuration peu nuisible

2) **Vérification du domaine d'application**

- 1^{ere} condition : $Q = 1\text{KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq 12,78 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ satisfaite.
- 2^{eme} condition: $I = \text{constant} \Rightarrow$ satisfaite.

- 3^{ème} condition : $0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} \text{ et } \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1.25$

$0.8 < 1,01 \leq 1.25$; $0.8 < 1,09 \leq 1.25$ \Rightarrow satisfaite.

- 4^{ème} condition : fissuration peu préjudiciable \Rightarrow satisfaite.

Conclusion

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclut que la méthode forfaitaire est applicable.

3) Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

4) Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

Avec :

- L : longueur entre nus des appuis,
- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche,
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite,
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2},$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{pour une travée intermédiaire,} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{pour une travée de rive.} \end{array} \right.$$

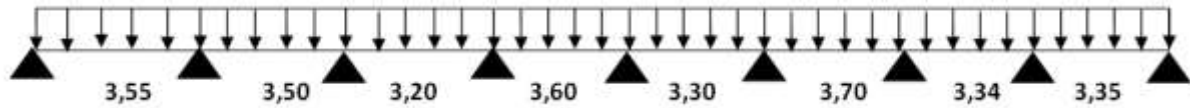
La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,6 M_0 \text{ pour une poutre à deux travées,} \\ 0,5 M_0 \text{ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,} \\ 0,4 M_0 \text{ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{array} \right.$$

Tableau 19: Rapport de charges.

α	$(1,2+0,3 \alpha)/2$	$(1+0,3 \alpha)/2$
0,14	0,621	0,521

❖ Poutrelle



❖ Schéma statique

✓ Calcul à l'état limite ultime

$$q_u=6,58\text{kn/ml}$$

✓ Calcul du moment isostatique

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,58 \times 3,55^2}{8} = 10,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,58 \times 3,50^2}{8} = 10,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,58 \times 3,20^2}{8} = 8,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,58 \times 3,60^2}{8} = 10,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,58 \times 3,30^2}{8} = 8,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,58 \times 3,70^2}{8} = 11,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,58 \times 3,34^2}{8} = 9,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{08} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,58 \times 3,35^2}{8} = 9,23 \text{ KN.m}$$

✓ Moments aux appuis

$$M_A = M_I = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (10, 37; 10, 80)$$

$$M_B = 5,19 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (10, 80; 8, 42)$$

$$M_C = 4,03 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (8, 42; 10, 66)$$

$$M_D = 4,26 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,4 \max(10, 66; 8; 96)$$

$$M_E = 4,26 \text{ kn.m}$$

$$M_F = 0,4 \max(8, 96; 11, 96)$$

$$M_F = 4,78 \text{ kn.m}$$

$$M_G = 0,4 \max(11, 96; 9, 18)$$

$$M_G = 4,78 \text{ kn.m}$$

$$M_H = 0,5 \max(9, 18; 9, 23)$$

$$M_H = 4,62 \text{ kn.m}$$

✓ **Moments en travées**

$$\alpha = \frac{q}{q+g} = 0,14$$

• **Travées de rive (AB)**

$$M_{t1} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,621 \times 10,37 = 6,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \max\{1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2},$$

$$M_t \geq \max\{1,05 \times 10,37; (1 + 0,3 \times 0,14) 10,37\} - \frac{0 + 5,19}{2}$$

$$M_t \geq \max\{8,29; 8,21\} = 8,29 \text{ kn.m}$$

$$M_t \geq \max\{M_{t1}; M_{t2}\}$$

$$M_t = 8,29 \text{ kn.m}$$

• **Travées intermédiaires (BC)**

$$M_{t1} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,521 \times 10,08 = 5,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \max\{1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max\{1,05 \times 10,08; (1 + 0,3 \times 0,14) 10,08\} - \frac{5,19 + 4,03}{2}$$

$$M_t \geq \max\{5,97; 5,89\} = 5,97 \text{ kn.m}$$

$$M_t \geq \max\{M_{t1}; M_{t2}\}$$

$$M_t = 5,97 \text{ kn.m}$$

• **Travées intermédiaires (CD)**

$$M_{t1} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,521 \times 8,42 = 4,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \max\{1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 1,05 \times 8,42 ; (1 + 0,3 \times 0,14) 8,42 \} - \frac{4,03 + 4,26}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 4,70 ; 4,63 \} = 4,70 \text{ kn.m}$$

$$M_t \geq \max \{ M_{t1} ; M_{t2} \}$$

$$M_t = 4,70 \text{ kn.m}$$

- **Travées intermédiaires (DE)**

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,521 \times 10,66 = 5,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 1,05 \times 10,66 ; (1 + 0,3 \times 0,14) 10,66 \} - \frac{4,26 + 4,26}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 6,93 ; 6,85 \} = 6,93 \text{ kn.m}$$

$$M_t \geq \max \{ M_{t1} ; M_{t2} \}$$

$$M_t = 6,93 \text{ kn.m}$$

- **Travées intermédiaires (EF)**

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,521 \times 8,96 = 4,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 1,05 \times 8,96 ; (1 + 0,3 \times 0,14) 8,96 \} - \frac{4,26 + 4,78}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 4,89 ; 4,82 \} = 4,89 \text{ kn.m}$$

$$M_t \geq \max \{ M_{t1} ; M_{t2} \}$$

$$M_t = 4,89 \text{ kn.m}$$

- **Travées intermédiaires (FG)**

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,521 \times 11,96 = 6,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 1,05 \times 11,96 ; (1 + 0,3 \times 0,14) 11,96 \} - \frac{4,78 + 4,78}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 7,78 ; 7,68 \} = 7,78 \text{ kn.m}$$

$$M_t \geq \max \{ M_{t1} ; M_{t2} \}$$

$$M_t = 7,78 \text{ kn.m}$$

• Travées intermédiaires (GH)

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,521 \times 9,18 = 4,78 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 1,05 \times 9,18 ; (1+0,3 \times 0,14) 9,18 \} - \frac{4,78 + 4,62}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 4,94 ; 4,87 \} = 4,94 \text{kn.m}$$

$$M_t \geq \max \{ M_{t1} ; M_{t2} \}$$

$$M_t = 4,94 \text{kn.m}$$

• Travées de rive (HI)

$$M_{t1} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,621 \times 9,23 = 5,73 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2},$$

$$M_t \geq \max \{ 1,05 \times 9,23 ; (1+0,3 \times 0,14) 9,23 \} - \frac{4,62 + 0}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 7,38 ; 7,31 \} = 7,38 \text{kn.m}$$

$$M_t \geq \max \{ M_{t1} ; M_{t2} \}$$

$$M_t = 7,38 \text{kn.}$$

Tableau 20: Valeurs des moments à l'ELU.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	
L(m)	3,55	3,50	3,20	3,60	3,30	3,70	3,34	3,35	
M ₀ (KN. m)	10,37	10,08	8,42	10,66	8,96	11,26	9,18	9,23	
Appuie	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Coefficient	0	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0
M _A (KN. m)	0	5,19	4,03	4,26	4,26	4,78	4,78	4,62	0
M _{tmax} (KN. m)	8,29	5,97	4,7	6,93	4,89	7,68	4,94	7,38	

❖ Calcul des efforts tranchants

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{Tel que :} \quad a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} \quad b = L - a$$

✓ Exemple de calcul Pour la travée de rive (AB)

$$b = 3,55 - 1,56 = 1,99m$$

$$V_w = -2 \frac{0 + 8,29}{1,56} = -10,63KN$$

$$V_e = 2 \frac{5,19 + 8,29}{1,99} = 13,55KN$$

Tableau 21: Valeurs des efforts tranchants à l'ELU.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI
L(m)	3,55	3,50	3,20	3,60	3,30	3,70	3,34	3,35
a(m)	1,56	1,80	1,59	1,8	1,63	1,85	1,68	1,88
b(m)	1,99	1,70	1,61	1,8	1,67	1,85	1,66	1,47
V_w(KN)	-10,63	-12,4	-10,98	-12,43	-11,22	-13,47	-11,57	-12,77
V_e(KN)	13,55	11,76	11,13	12,43	11,58	13,47	11,52	10,04

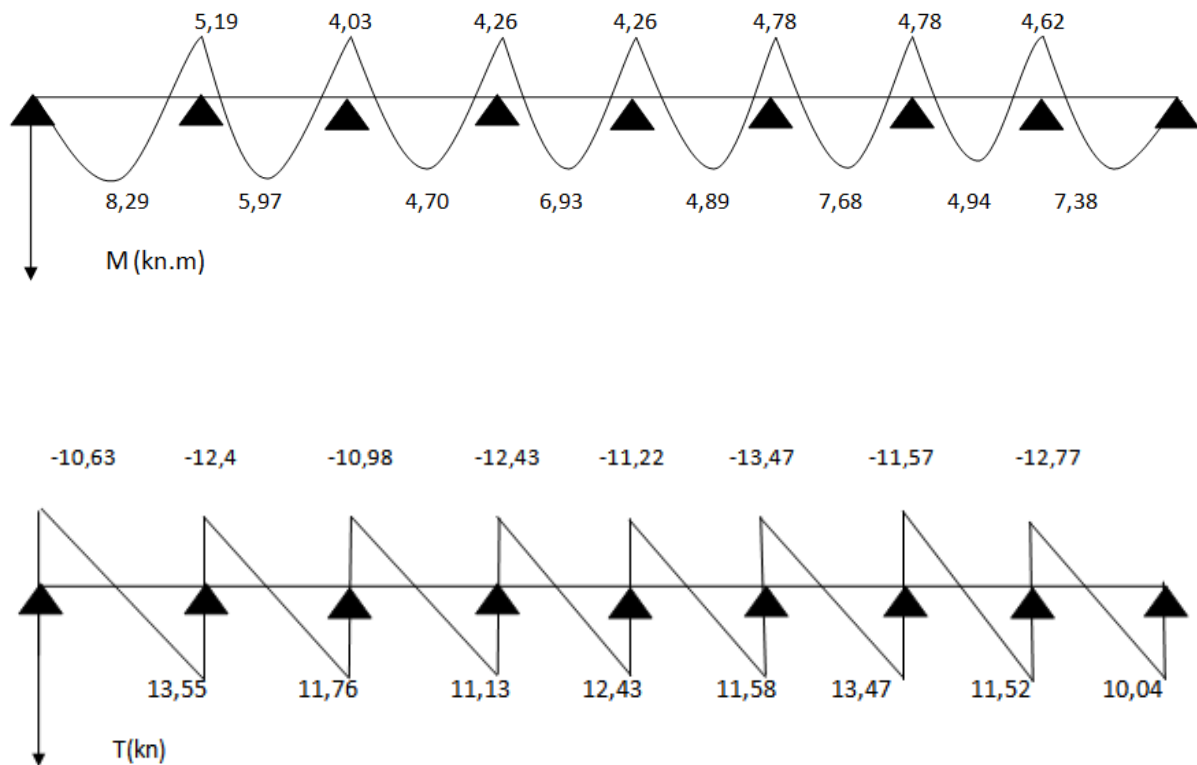


Figure 17: Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

❖ Calcul à l'état limite de service

$$q_s = 4,80 \text{ KN/m}^2$$

✓ Calcul du moment isostatique

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,80 \times 3,55^2}{8} = 7,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,80 \times 3,50^2}{8} = 7,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,80 \times 3,20^2}{8} = 6,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,80 \times 3,60^2}{8} = 7,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,80 \times 3,30^2}{8} = 6,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,80 \times 3,70^2}{8} = 8,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,80 \times 3,34^2}{8} = 6,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{08} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,80 \times 3,35^2}{8} = 6,73 \text{ KN.m}$$

✓ Moments aux appuis

$$M_A = M_I = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(7, 56; 7, 35)$$

$$M_B = 3,78 \text{ kn.m}$$

$$M_{t2} \geq \max\{1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max\{1,05 \times 7,35; (1 + 0,3 \times 0,14) 7,35\} - \frac{3,78 + 2,94}{2}$$

$$M_t \geq \max\{4,36; 4,30\} = 4,36 \text{ kn.m}$$

$$M_t \geq \max\{M_{t1}; M_{t2}\}$$

$$M_t = 4,36 \text{ kn.m}$$

- **Travées intermédiaires (CD)**

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,521 \times 6,14 = 3,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \max\{1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max\{1,05 \times 6,14; (1 + 0,3 \times 0,14) 6,14\} - \frac{2,94 + 3,11}{2}$$

$$M_t \geq \max\{3,42; 3,37\} = 3,42 \text{ kn.m}$$

$$M_t \geq \max\{M_{t1}; M_{t2}\}$$

$$M_t = 3,42 \text{ kn.m}$$

- **Travées intermédiaires (DE)**

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,521 \times 7,78 = \text{KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \max\{1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max\{1,05 \times 7,78; (1 + 0,3 \times 0,14) 7,78\} - \frac{3,11 + 3,11}{2}$$

$$M_t \geq \max\{5,06; 4,99\} = 5,06 \text{ kn.m}$$

$$M_t \geq \max\{M_{t1}; M_{t2}\}$$

$$M_t = 5,06 \text{ kn.m}$$

- **Travées intermédiaires (EF)**

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,521 \times 6,53 = 3,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \max\{1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max\{1,05 \times 6,53; (1 + 0,3 \times 0,14) 6,53\} - \frac{3,11 + 3,28}{2}$$

$$M_t \geq \max \{3,66; 3,61\} = 3,66 \text{ kn.m}$$

$$M_t \geq \max \{ M_{t1} ; M_{t2} \}$$

$$M_t = 3,66 \text{ kn.m}$$

• Travées intermédiaires (FG)

$$M_{t1} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,521 \times 8,21 = 4,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 1,05 \times 8,21 ; (1+0,3 \times 0,14) 8,21 \} - \frac{3,28 + 3,28}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 5,34; 5,27 \} = 5,34 \text{ kn.m}$$

$$M_t \geq \max \{ M_{t1} ; M_{t2} \}$$

$$M_t = 5,34 \text{ kn.m}$$

• Travées intermédiaires (GH)

$$M_{t1} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,521 \times 6,69 = 3,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 1,05 \times 6,69 ; (1+0,3 \times 0,14) 6,69 \} - \frac{3,28 + 2,69}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 4,04; 3,98 \} = 4,04 \text{ kn.m}$$

$$M_t \geq \max \{ M_{t1} ; M_{t2} \}$$

$$M_t = 4,04 \text{ kn.m}$$

• Travées de rive (HI)

$$M_{t1} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = 0,621 \times 6,73 = 4,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2},$$

$$M_t \geq \max \{ 1,05 \times 6,73; (1+0,3 \times 0,14) 6,73 \} - \frac{2,69 + 0}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 5,72 ; 5,66 \} = 5,72 \text{ kn.m}$$

$$M_t \geq \max \{ M_{t1} ; M_{t2} \}$$

$$M_t = 5,72 \text{ kn.m}$$

Tableau 22: Valeur des moments.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	
L(m)	3,55	3,50	3,20	3,60	3,30	3,70	3,34	3,35	
M ₀ (KN. m)	10,37	10,08	8,42	10,66	8,96	11,26	9,18	9,23	
Appuie	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Coefficient	0	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0
M _A (KN. m)	0	3,78	2,94	3,11	3,11	3,28	3,28	2,69	0
M _{tmax} (KN. m)	6,05	4,36	3,42	5,06	3,66	3,34	4,04	5,72	

❖ Calcul des efforts tranchants

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{Tel que:} \quad a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} \quad b = L - a$$

✓ Exemple de calcul Pour la travée de rive (AB) :

$$b = 3,55 - 1,56 = 1,99m$$

$$V_w = -2 \frac{0 + 8,29}{1,56} = -10,63KN$$

$$V_e = 2 \frac{5,19 + 8,29}{1,99} = 13,55KN$$

Tableau 23: Valeurs des efforts tranchants à l'ELU.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI
L(m)	3,55	3,50	3,20	3,60	3,30	3,70	3,34	3,35
a(m)	1,56	1,80	1,59	1,8	1,64	1,85	1,71	1,84
b(m)	1,99	1,70	1,61	1,8	1,66	1,85	1,63	1,51
V _w (KN)	-7,76	-9,04	-8	-9,08	-8,25	-7,16	-8,56	-9,14
V _e (KN)	9,88	8,59	8,11	9,08	8,36	7,16	8,26	7,58

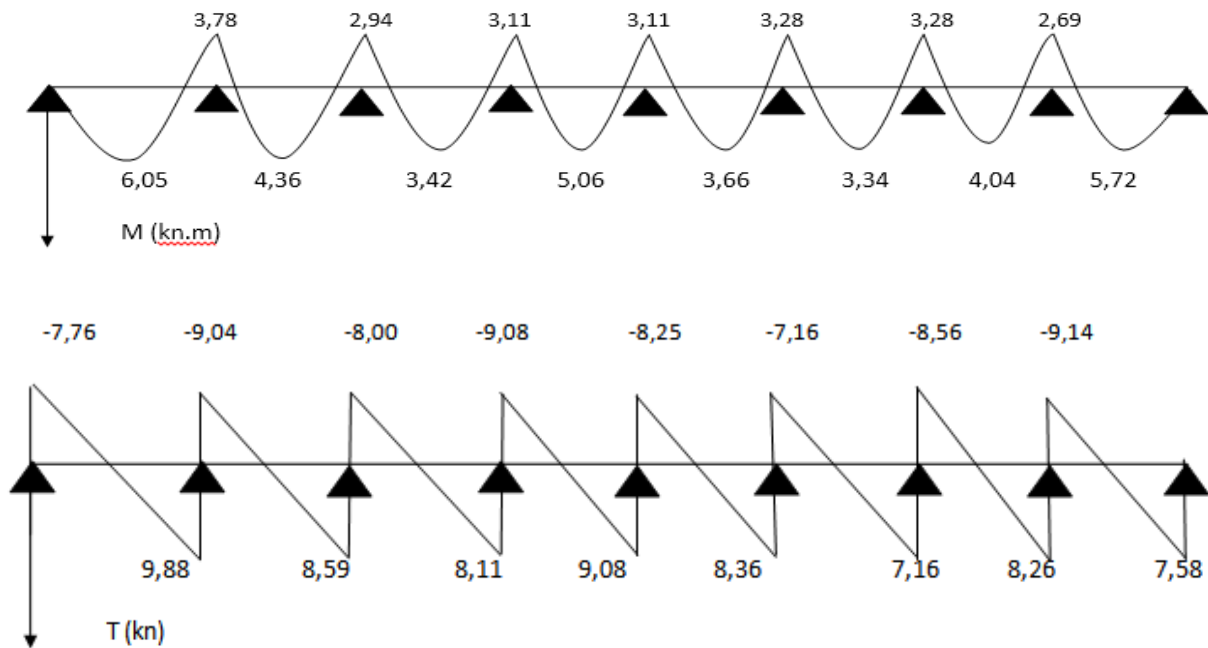
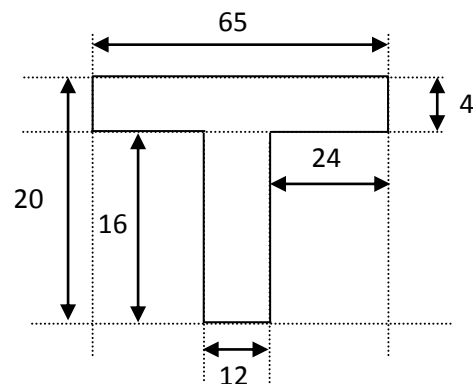


Figure 18: Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS.

- ❖ Calcul de ferrailage à L'ELU
- ✓ Calcul des armatures longitudinal

1) En travée

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considèrent le moment en travée max $\Rightarrow M_{t_{max}} = 8,29 \text{KN.m}$



✓ Moment de référence

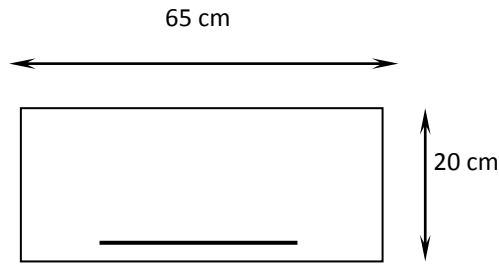
$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

Avec: $F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 = 369,2$

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0,18 - \frac{0,04}{2} = 0,16 \text{m}$$

$$\Rightarrow M_{Tu} = 59,07 \text{KN.m}$$

$M_{Tu} = 59,07 \text{KN.m} > 8,29 \text{KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions :



$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8,29 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,027$$

$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,027 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow$ (Pas d'armatures comprimées $A' = 0$)

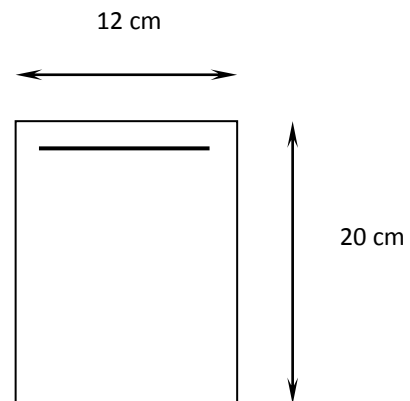
$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bu}}{\sigma_{su}}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,027} = 0,027 \quad \Rightarrow A_s = 0,027 \times 65 \times 18 \times \frac{14,2}{348} = 1,29 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_s = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

2) Aux appuie

Le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferrailage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (12×20) cm².



Le moment maximal aux appuis : $M_{a \max} = 5,19 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5,19 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,094$$

$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,094 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow$ (Pas d'armatures comprimées $A' = 0$)

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{f_{bu}}{\sigma_{su}}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,094} = 0,098$$

$$\Rightarrow A_s = 0,098 \times 12 \times 18 \times \frac{14,2}{348} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_s = 1\text{HA}14 = 1,54 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures transversale : BAEL91 modifie 99/Art7.2.2)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,2 \right\} \rightarrow \phi \leq \min \{0,57; 1,2; 1,2\} = 0,57 \text{ cm}$$

Avec :

Φ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

h : Hauteur totale de la poutrelle.

On choisit un cadre Ø6 avec : $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

❖ **L'espaceur entre cadre**

L'espaceur est donné par le règlement (BAEL 91 modifier 99 /Art A.5.1.22)

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

IV.2.2. Les Vérifications a l'ELU**1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2)**❖ **Aux appuie**

$$A_{\min} = \frac{0,23b_0d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,54 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **En travée**

$$A_{\min} = \frac{0,23b_0d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

2) Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA5.1.2)

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left[0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13,55 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{18,11 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 0,98 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Calcul de l'ancrage : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

✓ Longueur de scellement

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,40 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_s = 40 \text{ cm}$$

Tableau 24: les résultats de calcul.

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	B	A cal (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	8,29	0,027	0,027	1,29	1,01	3HA12=3,39	15
En appui	5,19	0,094	0,098	0,86	1,41	1HA14=1,54	15

IV.2.3. Vérifications à l'ELS

1) Vérification de la résistance à la compression du béton

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \text{ Avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$\left\{ \begin{array}{l} I : \text{ (Moment d'inertie)} \\ Y : \text{ position de l'axe neutre} \end{array} \right.$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 25: Vérification de la résistance à la compression.

	M_s (KN .m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc}$
Travée	6,05	3,39	4,58	11239,46	2,47	Vérifiée
Appui	3,78	1,54	3,24	5769,44	2,12	Vérifiée

2) Vérification des contraintes dans l'acier

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

❖ En travée

$$\sigma_s = 15 \frac{6,05 \times 10^{-3}}{11239,46 \times 10^{-8}} \times (18 - 4,58) \times 10^{-2} = 108,36 MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 108,36 < \bar{\sigma}_s = 348 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Aux appuie

$$\sigma_s = 15 \frac{3,78 \times 10^{-3}}{5769,44 \times 10^{-8}} \times (18 - 3,24) \times 10^{-2} = 145,06 MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 145,06 mpa < \bar{\sigma}_s = 348 mpa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

L : La portée de la travée entre nus d'appui

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a\text{service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

$$\text{On a: } \frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0,054 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0,054 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{6,05}{3,78} = 0,16 \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.N.V$$

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

❖ **Calcul de la flèche**

On doit vérifier que : $f \leq \bar{f}$

Tel que :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm} \rightarrow (L < 5)$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 E_i I_i} ; E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$\Rightarrow E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

✓ **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) 4 + 15 \times 3,39 = 502,85 \text{ cm}^2$$

✓ **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx**

$$S /_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15 A_i \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^2$$

✓ Position du centre de gravité

$$Y_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3739,3}{5002,85} = 7,44 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(Y_2 - c)^2$$

$$= \frac{12}{3} \times (7,44^3 + 12,56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 (12,56 - 2)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 21799,84 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$f = \frac{5 \times 4,80 \times 3,70^4 \times 10^{-3}}{384 \times 32164,19 \times 21799,84 \times 10^{-8}} = 0,0016 \text{ m} = 0,16 \text{ cm} < \bar{f} = 0,82 \text{ cm}$$

✓ Schémas de ferrailage

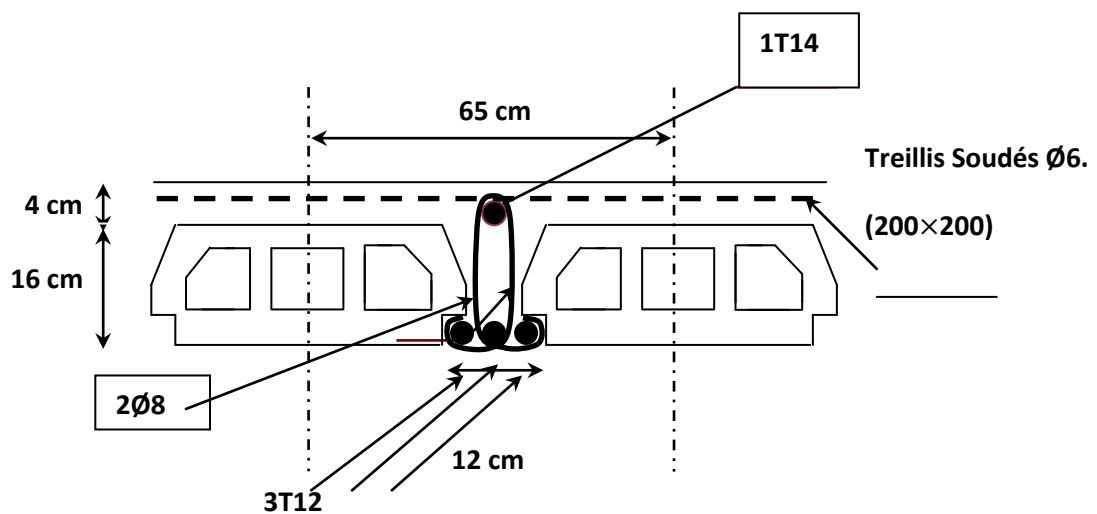


Figure 19: ferrailage de poutrelle.

IV.3. Etudes de Balcon

Détermination des efforts

Charges permanentes $G_1 = 5,35 \text{ KN} / \text{m}^2$

Surcharges sur le balcon $Q_1 = 3,5 \text{ KN} / \text{m}^2$

Surcharges dus à la main courante $Q_2 = 1 \text{ KN} / \text{m}$

Charge de garde-corps (acier en Inox) $G_2 = 1 \text{ KN} / \text{m}$

1) Combinaisons de charges

❖ **L'ELU**

$$\begin{cases} P_u = 1,35G + 1,5Q \\ P_u = 1,35 (5,35) + 1,5 (3,5) \end{cases} \longrightarrow P_u = 12,47 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\begin{cases} P = 1,35G_2 \\ P = 1,35 (1) \end{cases} \longrightarrow P = 1,35 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} q_u = 1,5Q_2 \\ q_u = 1,5(1) \end{cases} \longrightarrow q_u = 1,5 \text{ KN}$$

❖ **L'ELS**

$$\begin{cases} P_s = G + Q \\ P_s = 5,35 + 3,5 \end{cases} \longrightarrow P_s = 8,85 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\begin{cases} P' = 1G_2 \\ P' = 1 \text{KN} \end{cases} \longrightarrow P' = 1 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} q_s = 1Q_2 \\ q_s = 1 \text{KN} \end{cases} \longrightarrow q_s = 1 \text{ KN}$$

2) Schéma statique de calcul

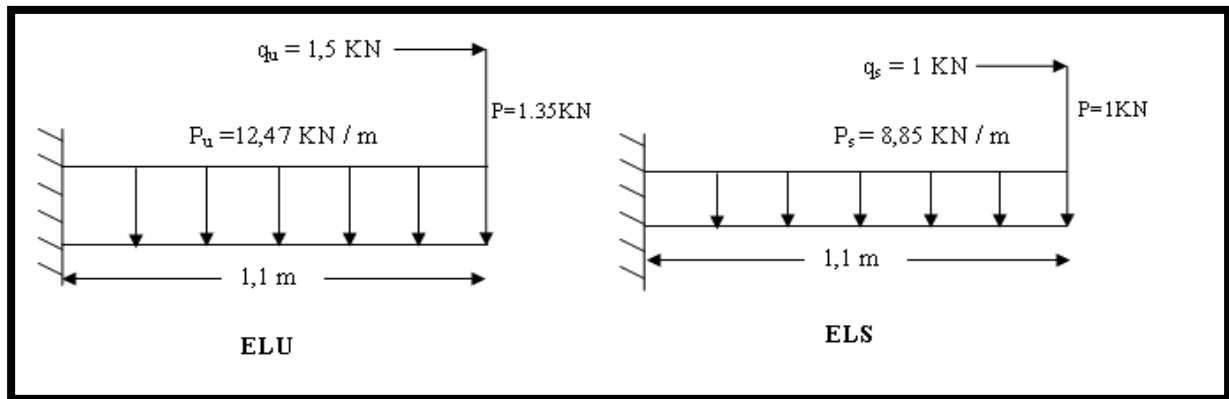


Figure 20: schéma statique de la dalle pleine du balcon à L'ELU et L'ELS.

3) Les moments et les efforts tranchants

❖ L'ELU

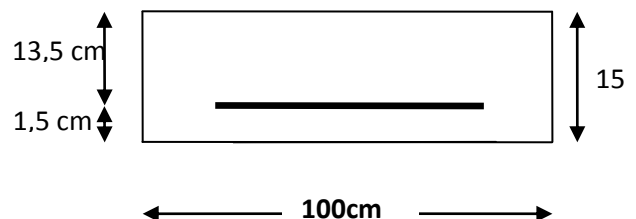
$$\begin{cases} M_u = \frac{P_u l^2}{2} + P l + q_u \\ M_u = \frac{12,47 \times (1,1^2)}{2} + (1,35 \times 1,1) + 1,5 \longrightarrow M_u = 10,52 \text{ KN.m} \\ V_u = p_u l + P \\ V_u = 12,47 \times 1,1 + 1,35 \longrightarrow V_u = 15,06 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ L'ELS

$$\begin{cases} M_{ser} = \frac{P_s l^2}{2} + P l + q_s \\ M_{ser} = \frac{8,85 \times (1,1^2)}{2} + (1 \times 1,1) + 1 \longrightarrow M_{ser} = 7,45 \text{ kn.m} \\ V_{ser} = P_s l + P \\ V_{ser} = 8,85 \times 1,1 + 1 = 10,73 \text{ KN} \longrightarrow V_s = 10,73 \text{ KN} \end{cases}$$

4) Ferrailage

La fissuration est considérée comme très préjudiciable, car le balcon est exposé aux milieux agressifs (au bord de mer). Le calcul effectuera donc à l'ELU et l'ELS.



❖ Calcul à l'ELU

1. Armatures longitudinales

✓ Moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} \quad b = 100 \text{ cm}, d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}.$$

$$\mu = \frac{10,52 \times 10^6}{(1000) \times (135)^2 \times 14,2} = 0,040 \quad \mu = 0,040 < \mu_l = 0,391; A_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,040)}) \alpha = 0,051$$

$$Z = 13,5 * (1 - 0,4 * 0,051) \quad Z = 13,22 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_t}{Z * F_{su}}$$

$$A_l = \frac{10,52 * 10^6}{132,2 * 348} \longrightarrow A_l = 2,28 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

2. Armatures de répartition

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{3,93}{4} \longrightarrow A_t = 0,98 \text{ cm}^2$$

On adopte:

$$5HA8 = 2,52 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

3. Vérification à l'ELU

❖ Condition de non fragilité

$$\left\{ \begin{array}{l} A_L \geq A_{MIN} \\ A_T \geq A_{MIN} \end{array} \right.$$

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

$$= 0,23 \times 10 \times 13,5 \frac{2,1}{400}$$

$$= 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_L = 3,93\text{cm}^2 \geq A_{\text{MIN}} = 1,63\text{cm}^2 \longrightarrow \text{CV} \\ A_T = 2,52\text{cm}^2 \geq A_{\text{MIN}} = 1,63\text{cm}^2 \longrightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

❖ Vérification de disposition d'armature

✓ Armatures longitudinale

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \longrightarrow \text{CV}$$

✓ Armatures de répartition

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

$$S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm} \longrightarrow \text{CV}$$

Tableau 26: les résultats de calcul.

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (cm)	A cal (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A opt (cm ² /ml)	St (cm)
Longitudinal	10,52	0,040	0,051	13,22	2,28	1,63	5HA10=3,93	20

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

$$T_u = 15,06\text{KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{15,06 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,11\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{cj}; 5\text{MPa}) = \min(3,25\text{MPa}; 5\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,11\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \longrightarrow \text{CV}$$

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL 91 Art 6.1-3)

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi f_{t28}$$

$$\psi = 1,5: \text{pour HA}, f_{t28} = 2,1\text{ Mpa} \longrightarrow \bar{\tau}_{ser} = 3,15\text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 3,15\text{ Mpa}, \sum_{i=4}^n u_i = n \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 15,7\text{cm} \longrightarrow \sum_{i=4}^n u_i = 157\text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{15,06 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 157} = 0,79\text{ MPA} \longrightarrow \tau_{ser} = 0,79\text{ MPA}.$$

Donc : $\tau_{ser} = 0,79\text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{ser} = 3,15\text{ MPA}$ (Condition vérifié).

✓ Calcul de l'encrage

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = 0,6 \times \omega_s^2 \times f_{t28}$$

$$= 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1$$

$$= 2,83 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{1}{4} \times \frac{400}{2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

❖ Calcul à l'ELS

✓ Vérification des contraintes à l'ELS

• Dans le béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Y : nouvelle position de l'axe neutre.

$$y = \frac{15(AS + A'S)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d AS + d' A's)}{7,5(AS + A's)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15(AS + A'S)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d AS + d' A's)}{7,5(AS + A's)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + n [As' (y - d')^2 + As (d - y)^2] \quad \text{tel que : } As' = 0$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + n As (d - y)^2$$

$$K = M_{ser}/I$$

Tableau 27: Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (Mpa/m)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
7,45	3,93	5965,95	3,44	0,12	4,12	15	C.V

• Dans l'acier

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{n F_{t28}}) \right\} = 201,63 \text{ MPA}$$

$$= \min [266,66 ; \max(200 ; 201,63)]$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA}$$

On doit vérifier $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{7,45 \times 10^6}{5965,95 \times 10^4} (13,5 - 3,44) \times 10 = 188,43 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 188.43 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA}$ (Condition vérifié).

• **Vérification de la flèche**

On doit vérifier que :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{15}{110} = 0,13 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \text{ (Condition vérifié).}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPA} \longrightarrow \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,002 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \text{ MPA(Condition vérifié).}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow 0,13 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \text{(Condition vérifié).}$$

❖ **Schéma de ferraillage du balcon**

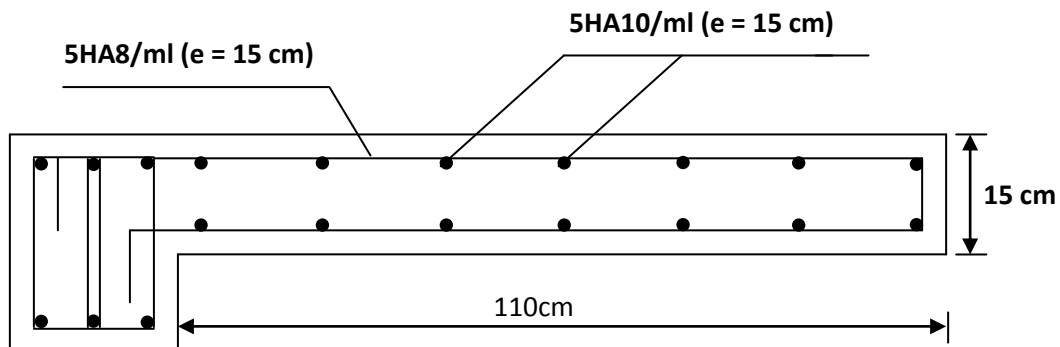


Figure 21: Schéma de ferraillage du balcon.

IV.4. Etude de l'escalier

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction. Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries.

❖ Exemple de calcul pour étage courant ($e = 15\text{cm}$)

IV.4.1. Charges sollicitant les escaliers

Tableau 28: Charges permanentes et d'exploitation au niveau des escaliers.

Les charges	Paillasse	Palier de repos
Charge permanente G [KN/m^2]	7,54	5,06
Charge d'exploitation Q [KN/m^2]	2,5	2,5

IV.4.2. Combinaisons des charges

❖ À L'ELU

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

$$\text{Paillasse: } P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7,54 + 1,5 \times 2,5 = 13,93 \text{ KN/m}$$

$$\text{Palier de repos: } P_s = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 2,5 = 10,58 \text{ KN/m}$$

❖ À L'ELS

$$P_s = G + Q$$

$$\text{Paillasse: } P_u = G + Q = 7,54 + 2,5 = 10,04 \text{ KN/m}$$

$$\text{Palier de repos: } P_s = G + Q = 5,06 + 2,5 = 7,56 \text{ KN/m}$$

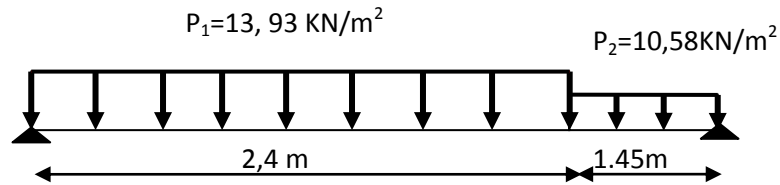
Tableau 29: Les charges à L'ELU et à L'ELS.

Eléments	P_u (KN/ml)	P_s (KN/ml)
Paillasse	13,93	10,04
Palier	10,58	7,56

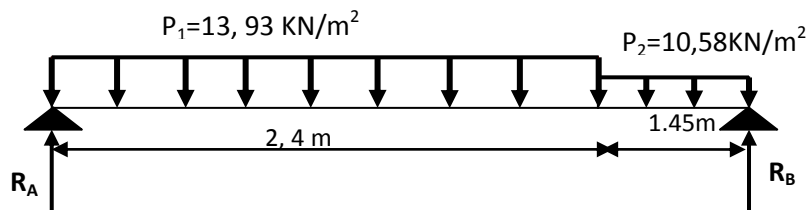
IV.4.3. Calcul des sollicitations

❖ À L'ELU

✓ Schéma statique



✓ Calcul des réactions



$$\begin{aligned} \sum F/y = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = P_1 \times 2,4 + P_2 \times 1,45 \\ &= (13,93 \times 2,4) + (10,58 \times 1,45) \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 48,77 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_B = 0 &\Rightarrow (R_A \times 3,85) - (F_1 \times (1,45 + 1,2)) - (F_2 \times 0,725) = 0 \\ &\mathbf{R_A = 25,90 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$R_B = 48,77 - 25,90$$

$$\mathbf{R_B = 22,87 \text{ KN}}$$

✓ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

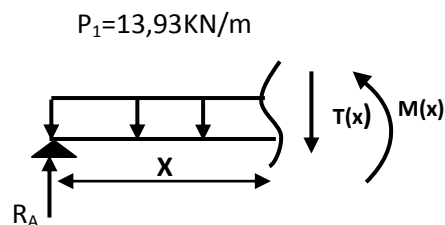
• Tronçon 1: $0 \text{ m} \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

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

$$T(x) = -13,93x + 25,90$$

$$\Rightarrow T(0) = 25,90 \text{ KN}$$

$$T(2,4) = -7,53 \text{ KN}$$



$$M(x) = P_1 \left(\frac{x^2}{2} \right) + R_A(x)$$

$$M(x) = -6,97x^2 + 25,90x$$

$$\Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2,4) = 22,04 \text{ KN.m}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = -13,93x + 25,90 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,86 \Rightarrow M_{\max} = 24,06 \text{ KN.m}$$

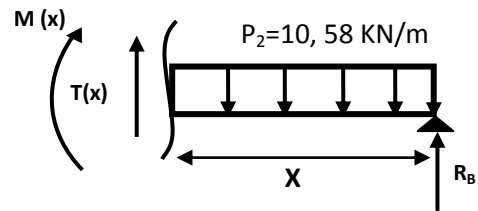
• **Tronçon 2 : 0 m ≤ x ≤ 1.45 m**

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

$$T(x) = 10,58x - 22,87$$

$$\Rightarrow T(0) = -22,87 \text{ KN}$$

$$T(1,45) = -7,53 \text{ KN}$$



$$M(x) = -P_2 \left(\frac{x^2}{2} \right) + R_B(x)$$

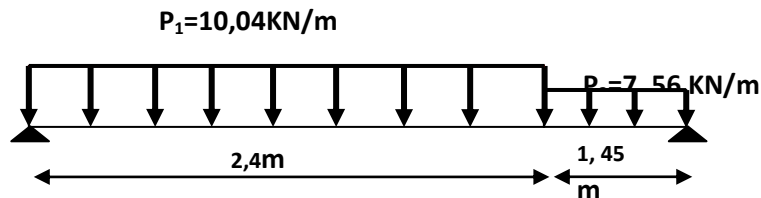
$$M(x) = -5,29x^2 + 22,87x$$

$$\Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

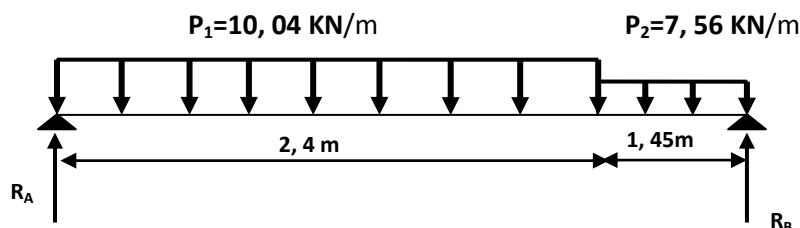
$$M(1,45) = 22,04 \text{ KN.m}$$

❖ à L' ELS

✓ Schéma statique



✓ Calcul des réactions



$$\begin{aligned} \sum F/y = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = P_1 \times 2,4 + P_2 \times 1,45 \\ &= 10,04 \times 2,4 + 7,56 \times 1,45 \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 35,06 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow (R_A \times 3,85) - (F_1 \times (1,45 + 1,2)) - (F_2 \times 0,725) = 0$$

$$R_A = 18,65 \text{ KN}$$

$$R_B = 35,06 - 18,65$$

$$R_B = 16,41 \text{ KN}$$

✓ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

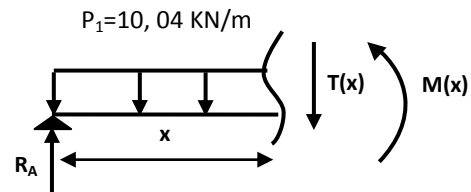
• Tronçon 1: $0 \text{ m} \leq x \leq 3,15 \text{ m}$:

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

$$T(x) = -10,04x + 18,65$$

$$\Rightarrow T(0) = 18,65 \text{ KN}$$

$$T(2,4) = -5,45 \text{ KN}$$



$$M(x) = -P_1\left(\frac{x^2}{2}\right) + R_A(x)$$

$$M(x) = -5,02x^2 + 18,65x$$

$$\Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2,4) = 15,84 \text{ KN.m}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = -10,04x + 18,65 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,86 \Rightarrow M_{\max} = 17,32 \text{ KN.m}$$

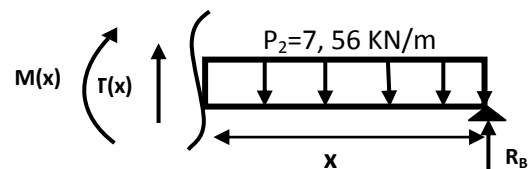
• Tronçon 2: $0 \text{ m} \leq x \leq 1,45 \text{ m}$:

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

$$T(x) = 7,56x - 16,41$$

$$\Rightarrow T(0) = -16,41 \text{ KN}$$

$$T(1,45) = -5,45 \text{ KN}$$



$$M(x) = -P_2\left(\frac{x^2}{2}\right) + R_B(x)$$

$$M(x) = -3,78x^2 + 16,41x$$

$$\Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,45) = 15,84 \text{ KN.m}$$

Remarque

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

❖ À L'ELU

Aux appuis: $M_{ua} = -0,5 \times M_{\max} = -0,5 \times 24,06 = -12,03 \text{ KN.m}$

En travée: $M_{ut} = 0,75 \times M_{\max} = 0,75 \times 24,06 = 18,05 \text{ KN.m}$

❖ À L'ELS

Aux appuis: $M_{sa} = -0,5 \times M_{\max} = -0,5 \times 17,32 = -8,66 \text{ KN.m}$

En travée: $M_{st} = 0,75 \times M_{\max} = 0,75 \times 17,32 = 12,99 \text{ KN.m}$

Tableau 30: les sollicitations de calcul.

L'ETAT	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
ELU	12,03	18,05
ELS	8,66	12,99

❖ Diagramme des moments et des efforts tranchants

✓ À L'ELU

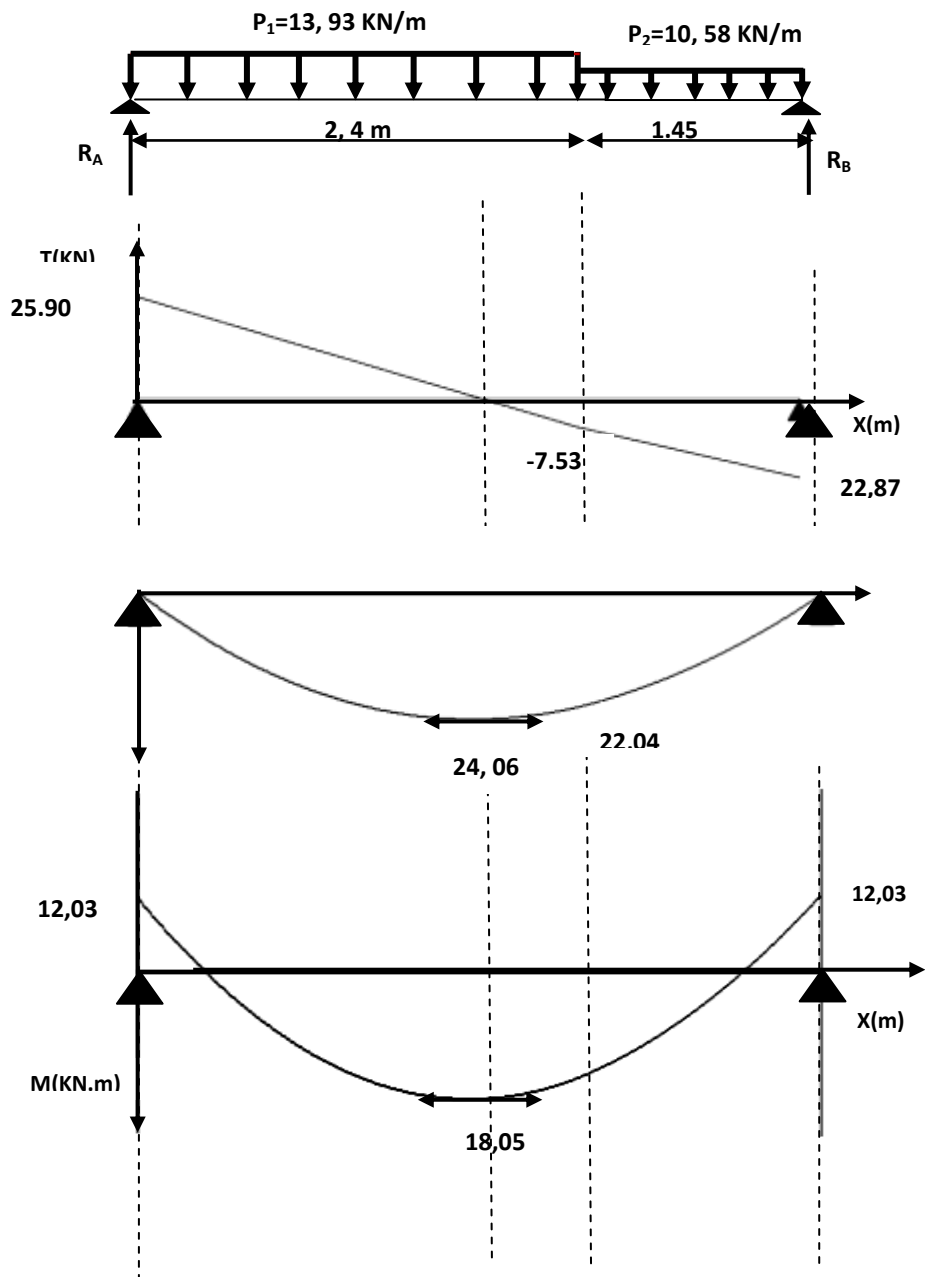


Figure 22: Diagramme des moments et des efforts tranchants (ELU).

✓ À L'ELS

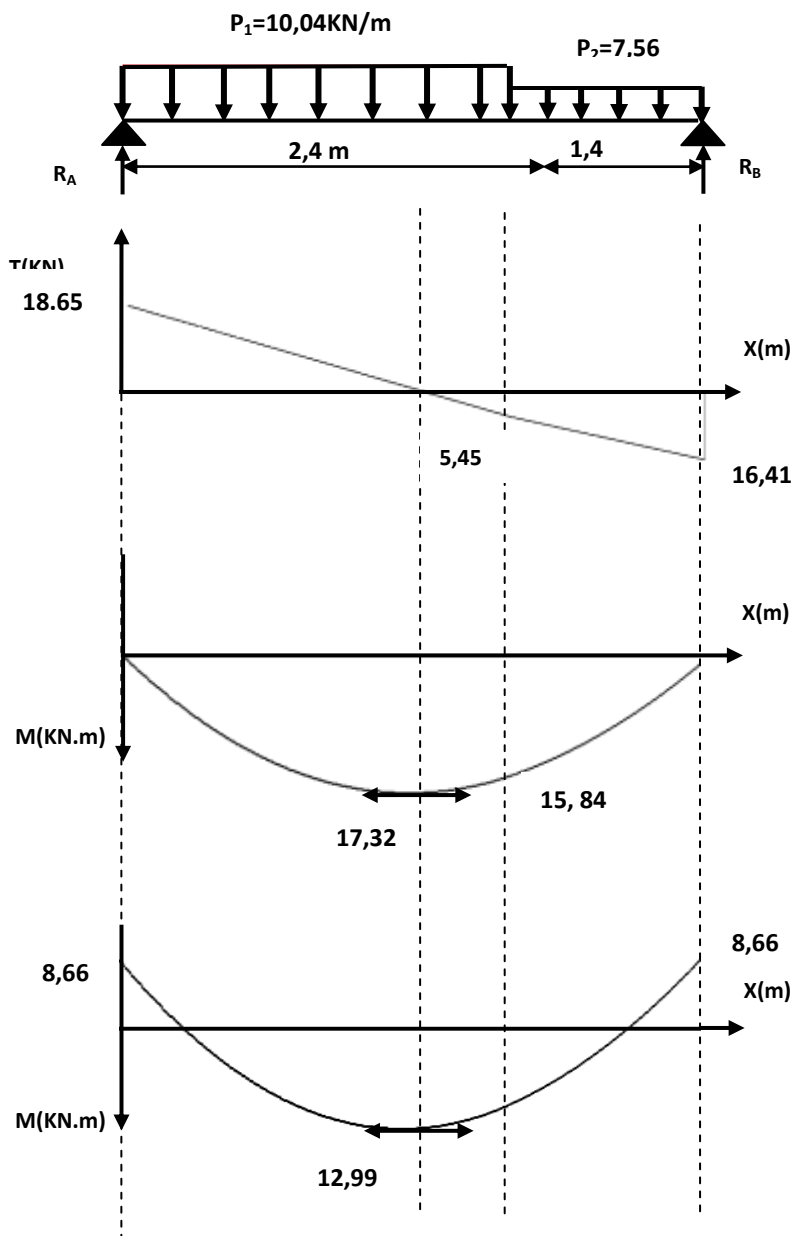
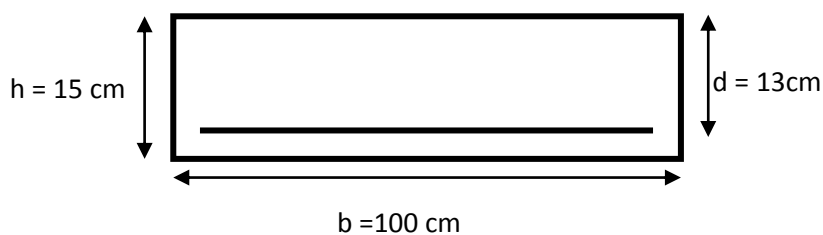


Figure 23: Diagramme des moments et des efforts tranchants (ELS).

IV.4.4. Calcul de ferraillage

Le ferraillage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable en considérant une section de 1,00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur.



❖ Aux appuis

✓ Armature longitudinale

$$u_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,03 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,050$$

$$u_{bu} = 0,050 < u_l = 0,391 \Rightarrow \text{séction simplement armée } (\bar{A})$$

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} \quad \text{avec : } z_b = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,050}) = 0,064$$

$$\text{Donc: } z_b = 13(1 - 0,4 \times 0,064) = 12,66 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} = \frac{12,03 \times 10^6}{126,6 \times 348} = 273,05 \text{ mm}^2 = 2,73 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2,73 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte: } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ Armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A_u}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ En travée

✓ Armatures longitudinales

$$u_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18,05 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,075$$

$$u_{bu} = 0,075 < u_l = 0,391 \Rightarrow \text{séction simplement armée}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} \quad \text{avec : } z_b = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,075}) = 0,098$$

$$\text{Donc: } z_b = 13(1 - 0,4 \times 0,098) = 12,49 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{18,05 \times 10^6}{124,9 \times 348} = 415,7 \text{ mm}^2 = 4,16 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_u = 5HA12 = 5,56 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A_u}{4} = \frac{5,56}{4} = 1,39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ Avec: $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.4.4.1. Vérification à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifié

Eux appuis : $A_u = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifié

❖ **Ecartement des barres (Art A.8.2.4. BAEL91)**

✓ **Armatures longitudinales**

$$S_t < \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = (20; 20) \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

✓ **Armatures de répartition**

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

$$S_t = (25; 25) \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

Tableau 31: les résultats de calcul en travée et en appui.

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (cm)	A cal (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A opt (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	18,05	0,075	0,098	12,49	4,16	1,57	5HA12=5,65	20
En appui	12,03	0,050	0,064	12,66	2,73	1,57	5HA10=3,93	20

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{ij} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad \text{Avec : } \psi = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 25,90 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset = 5 \times 3,14 \times 12 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,90 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,17 < 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} = \frac{25,90 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,20 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.4.2. Vérification à l'ELS

❖ Vérification des contraintes de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ Avec : } \left\{ I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \right\} \text{ (Moment d'inertie)}$$

Y : position de l'axe neutre

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 32: Vérification des contraintes de compression dans le béton.

	M_s (KN.m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	8,66	3,93	3,37	6742,60	4,32	Vérifiée
Travée	12,99	5,65	3,92	8995,21	5,66	Vérifiée

❖ Vérification des contraintes dans l'acier

La fissuration est peu nuisible → pas de limitation

On doit vérifier que:

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = f_e = 400$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

✓ Aux appuie

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{8,66 \times 10^6}{6742,60 \times 10^4} \times (130 - 3,37 \times 10) = 185,53 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 185,53 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Aux travées

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{12,99 \times 10^6}{8995,21 \times 10^4} \times (130 - 3,92 \times 10) = 196,67 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 196,67 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la flèche

On doit vérifier ces trois conditions :

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{3,85} = 0,04 < 0,062 \rightarrow \text{CNV}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_a} \Rightarrow \frac{0,15}{3,85} = 0,04 < \frac{12,99}{10 \times 8,66} = 0,15 \rightarrow \text{CNV}$$

$$3- \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

❖ Calcul de la flèche

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{385}{500} = 0,77 \text{cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{PL^4}{E_i I} \leq \bar{f}$$

$$P = \frac{10,04 \times 2,4 + 7,56 \times 1,45}{3,85} = 9,11 \text{KN / ml}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_i : module de déformation instantanée.

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 32164,20 \text{MPa}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$I = \frac{100}{12} \cdot 15^3 + 15 \left[5,65 \cdot \left(\frac{15}{2} - 2 \right)^2 \right] \longrightarrow I = 28591,13 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{9,11 \times 3,85^4 \times 10^7}{32164,2 \times 28591,13} = 0,31 \text{ cm}$$

$f = 0,31 \text{ cm} < \bar{f} = 0,77 \text{ cm}$ condition vérifiée.

❖ Schéma de ferraillage d l'escalier

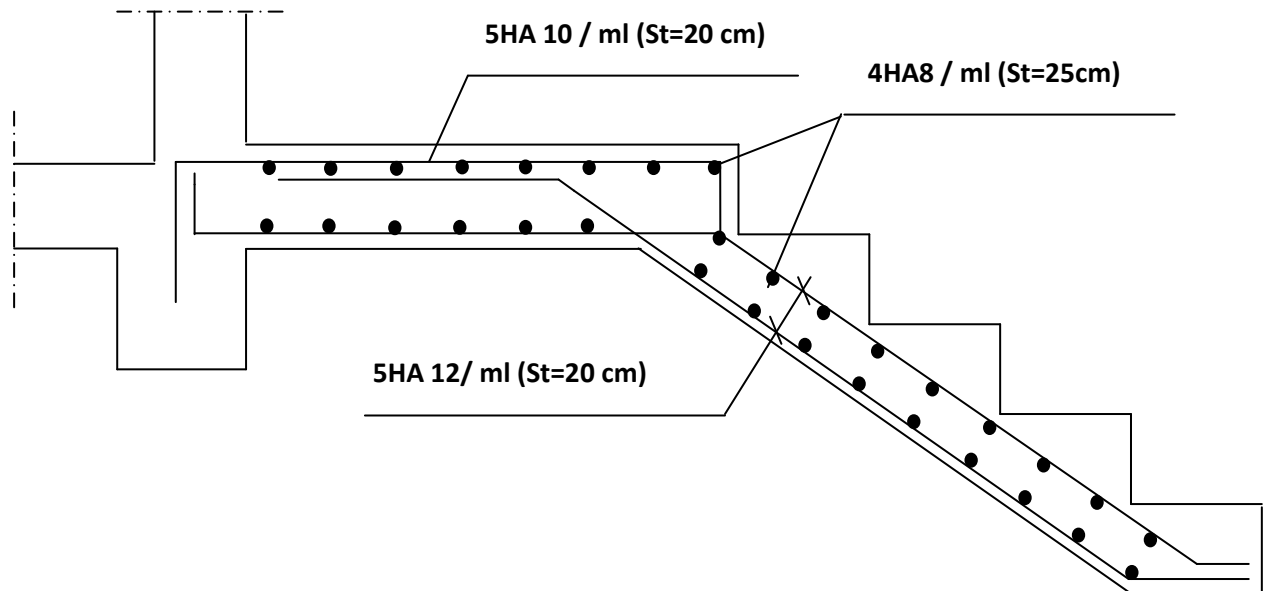


Figure 24: Schéma de ferraillage de l'escalier.

IV.5. Etude de la poutre palière

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction **B** calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

q (KN/ml)

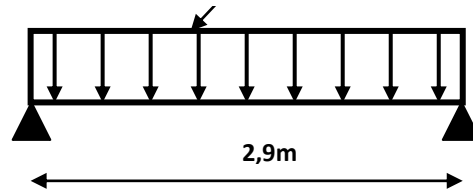


Figure 25: Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

IV.5.1. Pré dimensionnement de la poutre palière

Selon le **BAEL 91**, les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 19,33 \leq h \leq 29cm \Rightarrow h = 35 cm$$

On adopte: (b×h) = (30×35)

❖ **Vérfications des conditions de résistance (RPA99/V2003)**

Le RPA99 préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié} \\ \frac{h}{b} = 1.16 \text{ cm} \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

IV.5.2. Evaluation des charges

La poutre palière est soumise à :

- Charge d'exploitation : Q = 2.5 KN/m.
- Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,63 \text{ KN/ml}$
Poids de la maçonnerie : $G_{mac} = 2.40 \times 2,66 / 2 = 3,19 \text{ KN/m}$
- Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :
 - **ELU**: $R_b = 22,87 \text{ KN/ml}$
 - **ELS** : $R_b = 16,41 \text{ KN/ml}$

❖ **Combinaison de charge**

✓ **À l'ELU**

$$q_u = 1.35 (G_p + G_{mac}) + R_b = 1.35 (2,63 + 3,19) + 22,87 = 30,73 \text{ KN/ml.}$$

✓ **A l'ELS**

$$q_s = G_p + G_{acé} + R_b = 2,63 + 3,19 + 16,41 = 22,23 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Calcul des sollicitations**

✓ l'ELU

• Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{30,73 \times (2,9)^2}{8} = 32,30 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{30,73 \times 2,9}{2} = 44,56 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement on a :

$$\text{Sur appuis: } M_A = -0,5M_0 = -0,5 \times 32,30 = -16,15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur travée: } M_T = 0,85M_0 = 0,85 \times 32,30 = 27,46 \text{ KN.m}$$

✓ À l'ELS

• Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{22,23 \times (2,9)^2}{8} = 23,37 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant

$$T_s = \frac{q_{ser} \times l}{2} = \frac{22,23 \times 2,9}{2} = 32,23 \text{ KN}$$

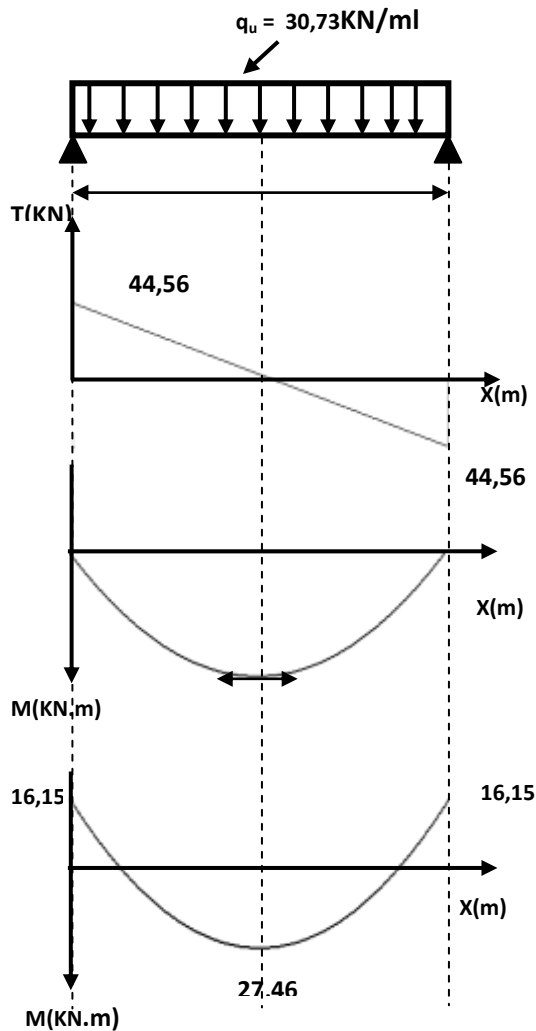
Pour tenir compte de semi encastrement on a:

$$\text{Sur appuis: } M_A = -0,5M_0 = -0,5 \times 23,37 = -11,69 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur travée: } M_T = 0,85M_0 = 0,85 \times 23,37 = 19,86 \text{ KN.m}$$

❖ Diagramme des moments et des efforts tranchants

À l'ELU :



À l'ELS :

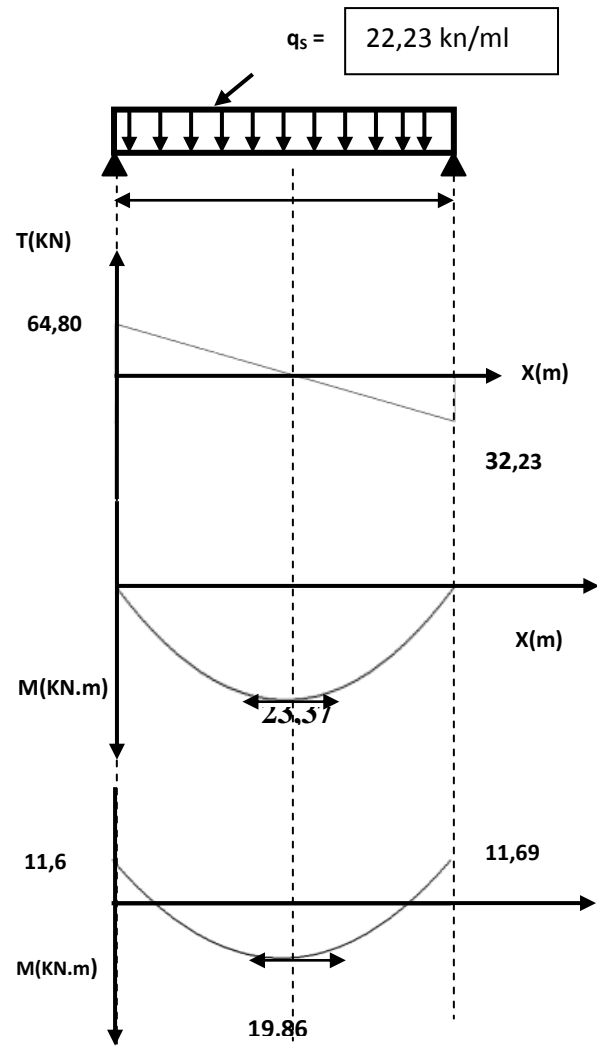


Figure 26: Diagramme des moments et des efforts tranchants.

❖ Armatures principales

✓ En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16,15 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,035 < \mu l = 0,392 (A' = 0)$$

On a:

$$z_b = d (1 - 0,4 \alpha)$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,035}) = 0,045$$

Donc: $z_b = 33(1 - 0,4 \times 0,045) = 32,41 \text{ cm}$

$$A_{bu} = \frac{M_a}{Z_b \sigma_s} = \frac{16,15 \times 10^6}{324,1 \times 348} = 143,19 \text{ mm}^2 = 1,43 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_u = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

✓ **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{27,46 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,059 < \mu_l = 0,392 (A' = 0)$$

On a :

$$z_b = d (1 - 0,4 \alpha)$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,059}) = 0,076$$

Donc : $z_b = 33(1 - 0,4 \times 0,076) = 31,99 \text{ cm}$

$$A_{bu} = \frac{M_t}{Z_b \sigma_s} = \frac{27,46 \times 10^6}{319,9 \times 348} = 246,66 \text{ mm}^2 = 2,47 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_u = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

❖ Calcul des Armatures transversale

Leur diamètres est donné par le : (BAEL91 modifié 99/Art7.2.2)

$$\varphi \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right] \rightarrow \varphi \leq \min [0,85 ; 3 ; 1,4] = 0,85 \text{ cm}$$

Avec

h : Hauteur totale de la poutre.

b₀ : Largeur de la poutre

φ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

Choix : $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **L'espacement entre cadre** : D'après RPA99 Art7.5.2.2 on obtient :

- **En zone nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4} , 12 \phi_l \right)$ en prend : $S_t = 10 \text{ cm}$
- **En zone courante** : $S_t < \frac{h_t}{2} = 15 \text{ cm}$ en prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

IV.5.4. Vérification à l'ELU

❖ Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_{bu} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- En travée : $A_{bu} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Tableau 33: les résultats de calcul.

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (cm)	A cal (cm2/ml)	A min (cm2/ml)	A adopté (cm2/ml)
En travée	27,46	0,059	0,076	31,99	2,47	1,19	3HA12=3,39
En appui	16,15	0,035	0,045	32,41	1,43	1,19	3HA12=3,39

❖ Vérification de l'effort tranchant : (Art .A.5.1.1 /BAEL91 modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{44,56 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,45 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,45 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{CV}$$

1- Vérification de l'adhérence aux appuis :(Art : A.6.1.3.BAEL.91

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28}$$

$$\text{On a: } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec:

$$V_{u \max} = 44,56 \text{ KN}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ($\psi_s=1,5$ pour FeE400)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{44,56 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 263,76} = 0,57 \text{ Mpa} \leq 3,15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV.5.5. Vérification à l'ELS

❖ **Vérification de la résistance à la compression du béton**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$

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

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie}) \\ Y : \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

Tableau 34: Vérification des contraintes de compression dans le béton.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$
Appui	11,69	3,39	25448,91	8,19	0,05	4,10	15	Vérifiée
Travée	19,86	3,39	25448,91	8,19	0,08	6,55	15	Vérifiée

❖ **Vérification des contraintes dans l'acier**

La fissuration est peu nuisible → pas de limitation

On doit vérifier que :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = f_e = 400$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

✓ **Aux appuie**

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{11.69 \times 10^6}{25448,91} \times (330 - 8,19 \times 10) = 170,95 MPA$$

$$\sigma_s = 170,95 MPA < \bar{\sigma}_s = 400 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travée**

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{19,86 \times 10^6}{25448,91 \times 10^4} \times (330 - 8,19 \times 10) = 290,42 MPA$$

$$\sigma_s = 290,42 MPA < \bar{\sigma}_s = 400 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91)

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{30}{290} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,06 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{h}{L} = 0,103 > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t.service}}{M_{a.service}} = 0,169 \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{3,39 \times 10^2}{300 \times 330} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ Calcul de la flèche

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{PL^4}{E_i I} \leq \bar{f}$$

$$P = \frac{10,04 \times 2,90}{2,90} = 10,04 \text{ KN / ml}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_i : module de déformation instantanée.

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$I = \frac{100}{12} \cdot 30^3 + 15 \left[3,39 \cdot \left(\frac{30}{2} - 2 \right)^2 \right] \longrightarrow I = 233593,65 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10,04 \times 2,9^4 \times 10^7}{32164,2 \times 233593,65} = 0,013 \text{ cm}$$

$$f = 0,013 \text{ cm} < \bar{f} = 0,58 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Schéma de ferrailage de la poutre palière

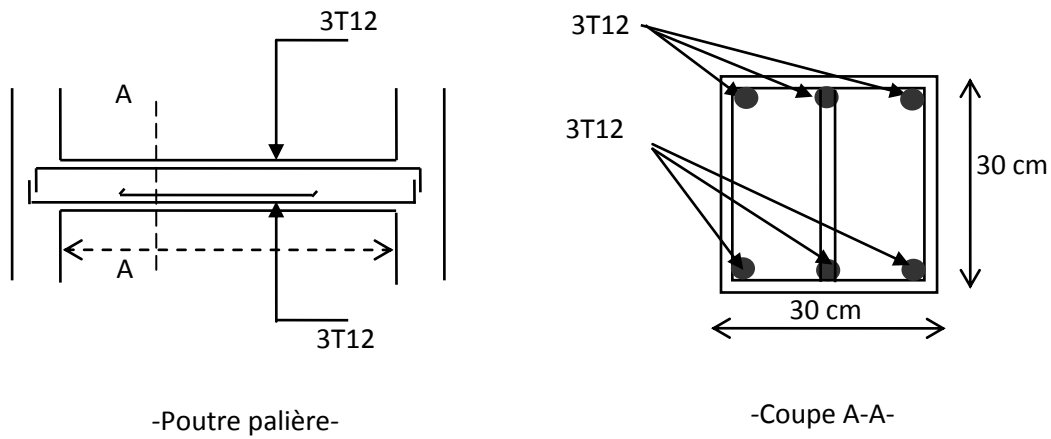


Figure 27: Coupe de poutre palière.

*Chapitre V : Etude
dynamique*

V.1. Introduction

L'étude dynamique d'une structure a pour but principale la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.2. Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

V.3. Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis *ETABS* est utilisé

a. Description du logiciel ETABS : ETABS est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les structures particulièrement adapté aux bâtiments basé sur la méthode des éléments finis. Les principales caractéristiques de ce logiciel permettent :

- De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, Comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.
- La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant des règlementations Américains et Européens, et 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.).

Les principales étapes de modélisation sont les 7 étapes suivantes :

1. **La première étape** : consiste à la création de la géométrie de base de la structure à modéliser et la modification de cette géométrie.
2. **La deuxième étape** : spécifie les propriétés des membrures pour la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).
3. **La troisième étape** : consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.
4. **La quatrième étape** : on va définir les charges appliquées sur la structure à modéliser (La charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).
5. **La cinquième étape** : c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.
6. **La sixième étape** : consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.
7. **La septième et la dernière étape** : c'est de visualiser les résultats de l'analyse.
ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (SAP 2000 par exemple).

b. Modélisation des éléments structuraux : 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.d.l) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- 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.

Modélisation de la masse : La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon le RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5\text{t/m}^3$. La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

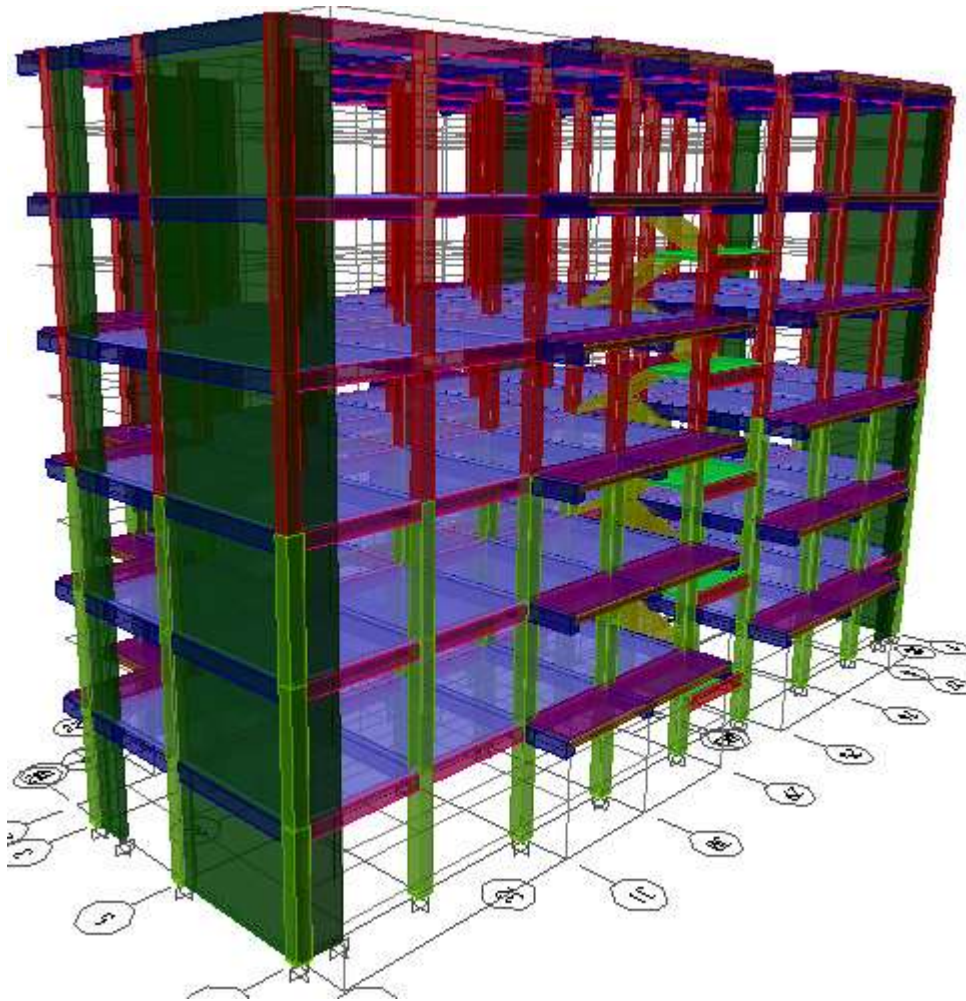


Figure 28: Vue en 3D.

V.4. Analyse de la structure

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution schématisée ci-après.

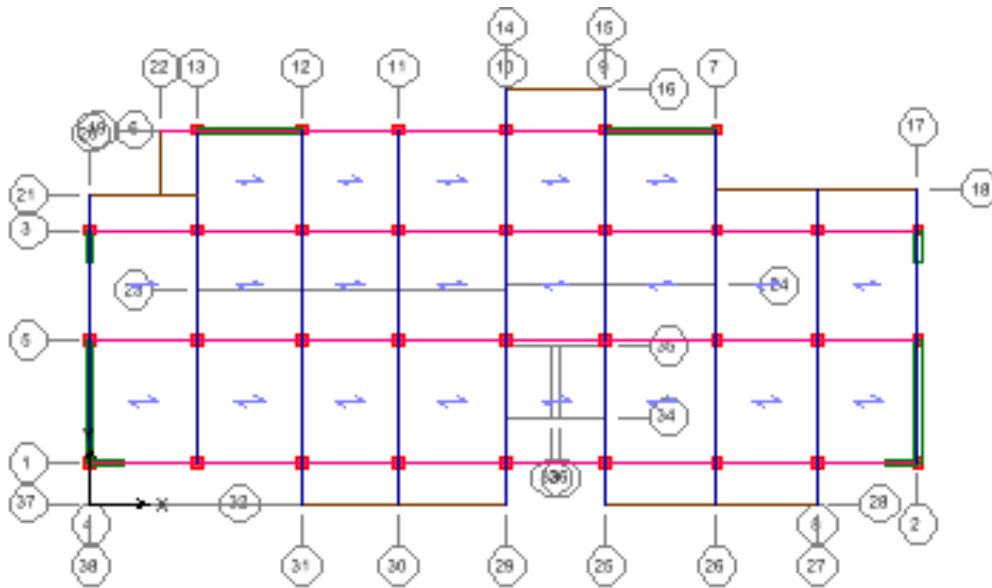


Figure 29: Choix initial de la disposition des voiles.

1. Caractéristiques géométriques et massique d la structure

1.1 Détermination des masses et centres de masse par étages

Le centre de masse est par définition le point de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}; Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : est la masse de l'élément " i ".

X_{Gi} et Y_{Gi} : sont les coordonnées de l'élément " i ".

1.2 Calcul de l'excentricité

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- **Excentricité théorique :** $e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$
 $e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$

- **L'excentricité accidentelle :** Dans notre cas (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 suivant chaque direction.

$$\text{Sens X : } e_{acc} = 0,05 \times 27,94 = 1,397 \text{ m}$$

$$\text{Sens Y : } e_{acc} = 0,05 \times 11,63 = 0,582 \text{ m}$$

Tableau 35: centre de masse et centre de rigidité.

Etage	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Masse (KN)	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	E _X (m)	E _Y (m)
5	314,8136	13,624	6,498	13,694	8,069	0,07	1,571
4	384,7788	13,580	6,570	13,701	8,254	0,121	1,684
3	389,9035	13,604	6,525	13,709	8,562	0,105	2,037
2	393,5777	13,603	6,526	13,718	8,983	0,115	2,457
1	398,0827	13,602	6,529	13,730	9,543	0,128	3,014
RDC	398,9079	13,609	6,521	13,741	9,855	0,132	3,334

2. Résultats de l'analyse dynamique par *ETABS* : Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque Modèle.

Tableau 36: Période et facture de participation massique du modèle.

Mode	Période (s)	Facteurs de Participation Massique					
		UX	UY	UZ	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	0,507089	69,7505	0,0096	0	69,7505	0,0096	0
2	0,417993	0,0107	70,6463	0	69,7612	70,6559	0
3	0,274927	0,3298	0,0032	0	70,0911	70,6590	0
4	0,124906	18,8146	0,0010	0	88,9057	70,6601	0
5	0,101983	0,0010	19,7945	0	88,9067	90,4545	0
6	0,064478	0,0755	0,0012	0	88,9822	90,4558	0
7	0,056286	6,6966	0,0005	0	95,6788	90,4563	0
8	0,047883	0,0005	6,0184	0	95,6794	96,4747	0
9	0,036940	0,0000	0,0301	0	95,6794	96,5048	0
10	0,035273	2,4805	0,0002	0	98,1599	96,5050	0
11	0,032826	0,0004	0,2058	0	98,1604	96,7108	0
12	0,031284	0,0001	1,6075	0	98,1605	98,3182	0

Tableau 37: Périodes, modes et facture de participation massique.

Moe	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	Nature
1	0,507089	69,7505	0,0096	69,7505	0,0096	0,4717	0,4717	Translation X
2	0,417993	0,0107	70,6463	69,7612	70,6559	0,0028	0,4745	Translation Y
3	0,274927	0,3298	0,0032	70,0911	70,6590	69,7889	70,2634	Rotation Z
4	0,124906	18,8146	0,0010	88,9057	70,6601	0,1682	70,4316	Translation X
5	0,101983	0,0010	19,7945	88,9067	90,4545	0,0008	70,4325	Translation Y
6	0,064478	0,0755	0,0012	88,9822	90,4558	20,0891	90,5216	Rotation Z
7	0,056286	6,6966	0,0005	95,6788	90,4563	0,0308	90,5524	Translation X
8	0,047883	0,0005	6,0184	95,6794	96,4747	0,0002	90,5526	Translation Y
9	0,036940	0,0000	0,0301	95,6794	96,5048	0,0000	90,5526	Translation Y
10	0,035273	2,4805	0,0002	98,1599	96,5050	0,1807	90,7333	Translation x
11	0,032826	0,0004	0,2058	98,1604	96,7108	0,0096	90,7430	Translation Y
12	0,031284	0,0001	1,6075	98,1605	98,3182	0,0136	90,7565	Translation Y

❖ Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} : T_k \leq 0,20 \text{ sec} \quad (\text{art 4-14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

Constatation

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,5070s$
- Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 7 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Interprétation : l'analyse de la structure nous a donné la période fondamentale suivante :

T numérique = 0,5070s.

T empirique = $C_T h_N^{\frac{3}{4}}$; = 0,443s

$T = 0,5070 < 1,30 \times 0,443 = 0,576$ (Condition vérifiée).

- **1^{er} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1 = 0,5071 s$

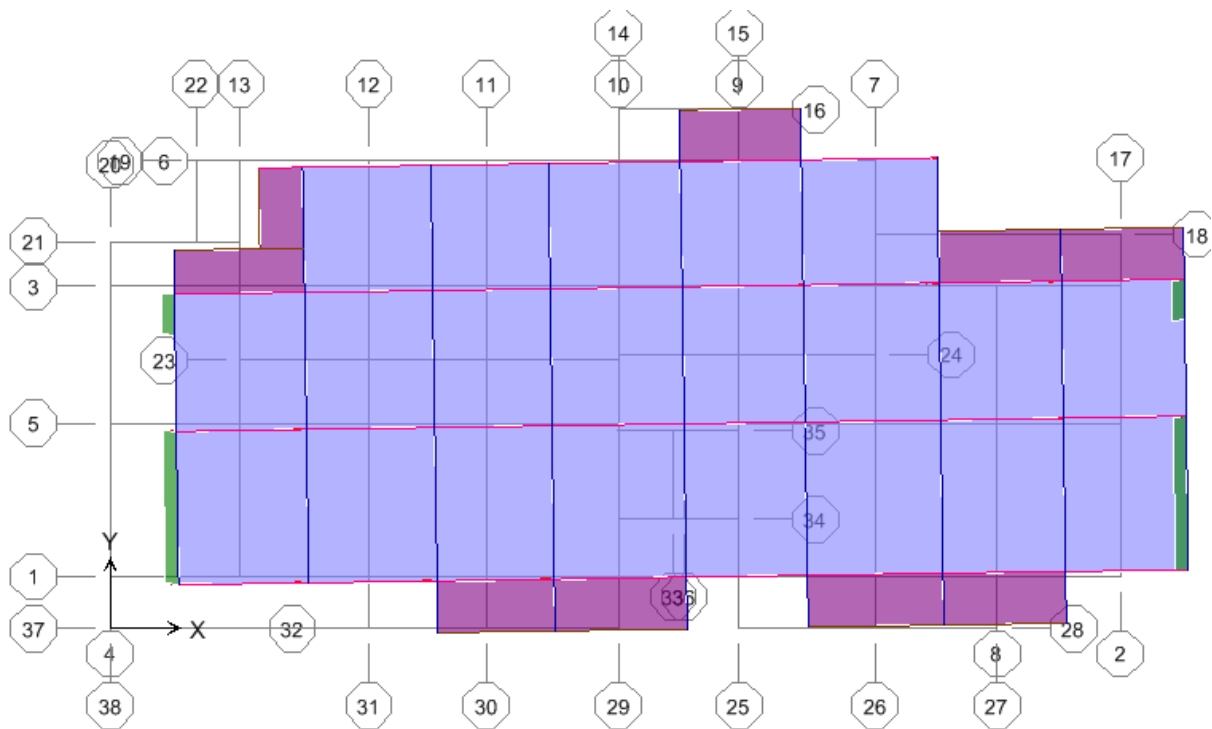


Figure 30: Vu en plan du premier mode.

- **2^{ème} mode** : c'est un mode de rotation suivant l'axe Y de période $T_2 = 0,4180$ s

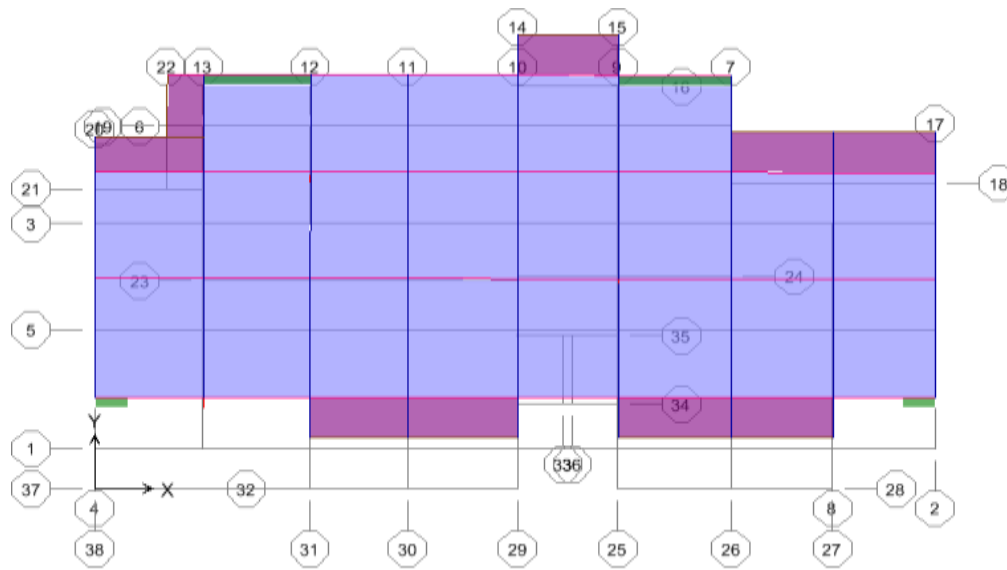


Figure 31: Vu en plan du deuxième mode.

- **3^{ème} mode** : c'est un de torsion autour de l'axe Z de période $T_3 = 0,2749$ s

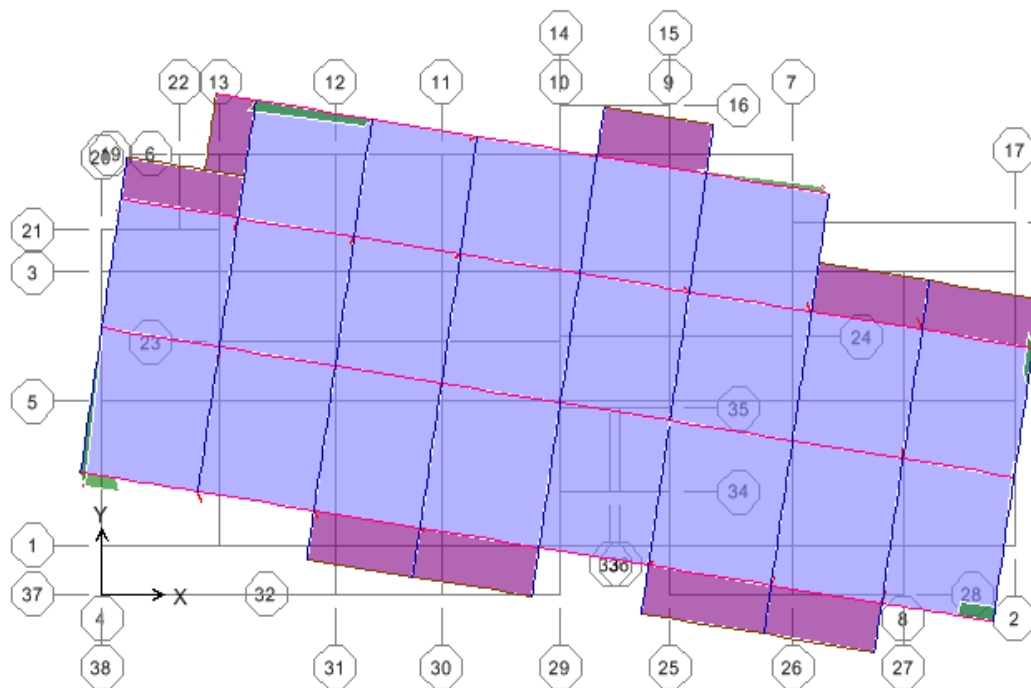


Figure 32: Vu en plan du troisième mode.

V.5. L'étude sismique

Elle nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

1. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques. Ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

❖ Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions d'irrégularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3,5 du RPA avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30 m en zones III.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone IIa:

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

❖ Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

❖ Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des

lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; Alors le calcul sismique se fera par **la méthode dynamique spectrale**.

2. Calcule 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,

$$\text{Soit:} \quad V = \frac{A D Q}{R} W \quad \text{RPA99 (art 4, 2, 3)}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles **RPA** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

Coefficient d'accélération de zone A :

$$A = 0,15 \text{ (Zone II 2a)}$$

Facteur d'implantation dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003.

$$T_2(S3) = 0,5 \text{ sec}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} > 0,7$$

$\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donné par le tableau (4-7) RPA99 V 2003

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend $\xi = 7 \%$.

D'où : $\eta = 0,88 > 0,7$

3. Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

On donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par les tableaux 4-6 du RPA99/version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

❖ **Pour le sens transversal**

$h_N = 18,36m$; $C_T = 0,05$; $D = 27,94m$

Alors : $T = \min(0,443 \text{ s}, 0,312\text{s}) \rightarrow$ Donc : $T = 0,312\text{s}$

On a : $T_2(S_3) = 0,5\text{s}$

$D = 2,5 \eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2$

Donc : $D = 2,2$

❖ **Pour le sens longitudinal**

$h_N = 18,36m$; $C_T = 0,05$; $D = 11,63m$

$T = \min(0,443\text{s} ; 0,484\text{s}) \rightarrow$ Donc $T = 0,443\text{s}$

On a : $T_2(S_3) = 0,5\text{s}$

$D = 2,5 \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$ Donc : $D = 2,2$

Facteur de qualité Q

La formule empirique donnée par R P A 99 est la suivante:

$Q = 1 + \sum P_q$ Avec P_q la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère q.

Tableau 38: pénalités en fonction de critère de qualité.

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,00
2. Redondance en plan	Non	0,05
3. Régularité en plan	Non	0,05
4. Régularité en élévation	Non	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00

6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00
--	-----	------

Donc: $Q = 1,15W$: poids de la structure $W_T = 2280,0642 * 9,81$

$W_T = 22367,4298 \text{kn}$

❖ *Choix de coefficient de comportement*

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux ci-dessous représentent la répartition des charges entre les voiles et les portiques à la base :

❖ *Charge verticale*

Tableau 39: Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

	PORTIQUE	VOILE	% PORTIQUE	% VOILE
RDC	4334,9479	13865,1945	27,82	89,00

❖ *Charge horizontale*

Tableau 40: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques dans sens x.

Sens X				
	PORTIQUE	VOILE	% PORTIQUE	% VOILE
RDC	5805,1018	13898,0624	29,52	70,68

Tableau 41: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques dans sens y.

Sens-Y				
	PORTIQUE	VOILE	% PORTIQUE	% VOILE
RDC	962,6125	669,4572	4,89	3,40

Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement $R=3,5$

Résumé des résultats

Tableau 42: les résultats.

Paramètres	A	D_{tr} , D_{lon}	Q	R	W	T_L	T_T	η
Résultats	0,15	2,2	1,15	3,5	22367,4298	0,443	0,312	0,88

$$V = \frac{A D Q}{R} \times W \longrightarrow V_T = V_L = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,15}{3,5} \times 22367,4298 = \mathbf{2425,268KN}$$

Donc : $V = 2425,268KN$

Classification de l'ouvrage

- Zone sismique : Zone II « BOUIRA ».
- Groupe d'usage : groupe **2a** « habitation ».
- Site : « meuble S3 » les valeurs de T1 et T2 sont respectivement 0,15 et 0,5.
- Système structurel : voiles-portiques.

4. La résultante des forces sismiques

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0,8 V}{V_t}$

5. Application de la Méthode dynamique modale spectrale

1. Spectre de réponse de calcul

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si : } 0 \leq T \leq T_1 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si : } T_1 \leq T \leq T_2 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si : } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si : } T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA 99. Tableau 4.1**)

Zone IIA = 0,15

Groupe 2a

$\eta = 0,88 > 0,7$

Dans notre cas : site 3 → $T_1 = 0,15 \text{ s}$; $T_2 = 0,50 \text{ s}$

$Q = 1,15$ (RPA99 tableau 4.4) et $R = 3,5$

On obtient le spectre

De réponse suivant :

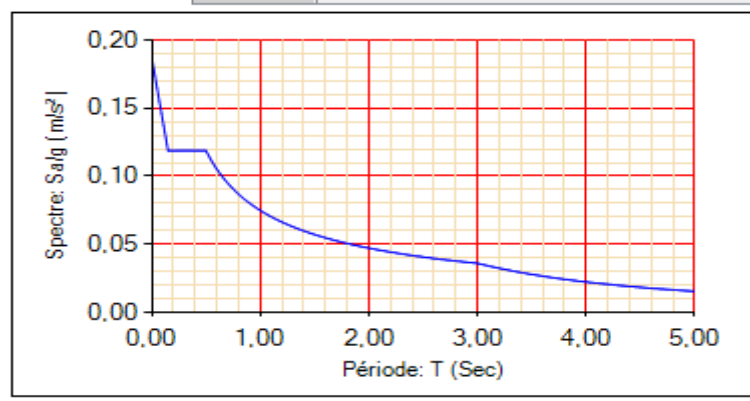


Figure 33: Représentation du spectre de calcul.

2. Calcul de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant :

D'après le (RPA 99 / V 2003) : $V_t = \frac{S_a}{g} \times W_t \times \alpha_i$

Avec : V_t : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i .

W_t : poids total de la structure.

❖ Sens longitudinal (X – X)

Tableau 43: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.

Mode	Période (s)	α_i %	W_t (KN)	S_a / g	V_t (KN)
1	0,507089	69,7505	22367,4298	0,1342	2093,707
2	0,417993	0,0107	22367,4298	0,1355	0,3242
3	0,274927	0,3298	22367,4298	0,1355	9,995
4	0,124906	18,8146	22367,4298	0,1442	606,842
5	0,101983	0,0010	22367,4298	0,1521	0,034
6	0,064478	0,0755	22367,4298	0,1651	278,811
7	0,056286	6,6966	22367,4298	0,1680	251,640

❖ Sens transversal (Y – Y)

Tableau 44: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.

Mode	Période (s)	α_i %	W_t (KN)	S_a / g	V_t (KN)
1	0,507089	0,0096	22367,4298	0,1342	0,2881
2	0,417993	70,6463	22367,4298	0,1355	2141,138
3	0,274927	0,0032	22367,4298	0,1355	0,096
4	0,124906	0,0010	22367,4298	0,1442	0,032
5	0,101983	19,7945	22367,4298	0,1521	673,425
6	0,064478	0,0012	22367,4298	0,1651	0,044
7	0,056286	0,0005	22367,4298	0,1680	0,018

1. Combinaisons des réponses modales

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement $\xi_{i,j}$ sont considérées comme indépendantes si le rapport :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \text{ Avec } T_i \leq T_j$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \text{ Avec : } \xi_i = \xi_j = 7 \%$$

Dans le cas où tous les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendant, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 45: Combinaisons des réponses modales.

mode	Période (s)	R	$10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$
1	0,507089	0,824	0,58
2	0,417993	0,657	0,58
3	0,274927	0,454	0,58
4	0,124906	0,816	0,58
5	0,101983	0,632	0,58
6	0,064478	0,872	0,58
7	0,056286	0	0,58

Commentaire

Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donné par :

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_{i=3}^k E_i^2} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} E_x = 1945,57 \text{KN} \\ E_y = 2007,43 \text{KN} \end{array} \right.$$

1. Vérification des exigences de RPA99/2003

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003 (art 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **V_t < 0,8V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **r = 0,8V/V_t**

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

V_{dyn} > 0,8 V_{stat}C. V

Tableau 46: Vérification des exigences de RPA99/2003.

	V _{statique} (KN)	V _{Dynamique} (KN)	0,8 V _{stat}	0.8 V _{stat} < V _{dyn}
Sens X – X	2425,268	1945,57	1940,2144	C.V
Sens Y – Y	2425,268	2007,43	1940,2144	C.V

2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art 4, 2,5 RPA 99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$Ave \begin{cases} F_t = 0,07 T \cdot V \text{ si } T > 0,7 \\ F_t = 0 \text{ si } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} T_x = 0,312 \text{ S} < 0,7 \\ T_y = 0,443 \text{ S} < 0,7 \end{cases} \longrightarrow F_t = 0$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau i.

h_i : niveau du plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j.

❖ **Distribution horizontale des forces sismiques**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

On a:

$$V_{lng} = 1945,57 \text{ KN}$$

$$V_{tr} = 2007,43 \text{ KN}$$

❖ **Sens longitudinal**

Tableau 47: Distribution horizontale des forces sismiques et l'effort tranchant dans le sens XX'.

Niveau	W_i (KN)	H_i (m)	$W_i * H_i$	F_i (KN) ln	V_k
5	3088,321	18,36	56701,573	474,297	474,297
4	3774,680	15,3	57752,604	483,089	957,386
3	3824,953	12,24	46817,424	391,618	1349,004
2	3860,997	9,18	35443,952	296,481	1645,485
1	3905,191	6,12	23899,768	199,916	1845,401
RDC	3913,286	3,06	11974,655	100,165	1945,566
	Somme		232589,976		

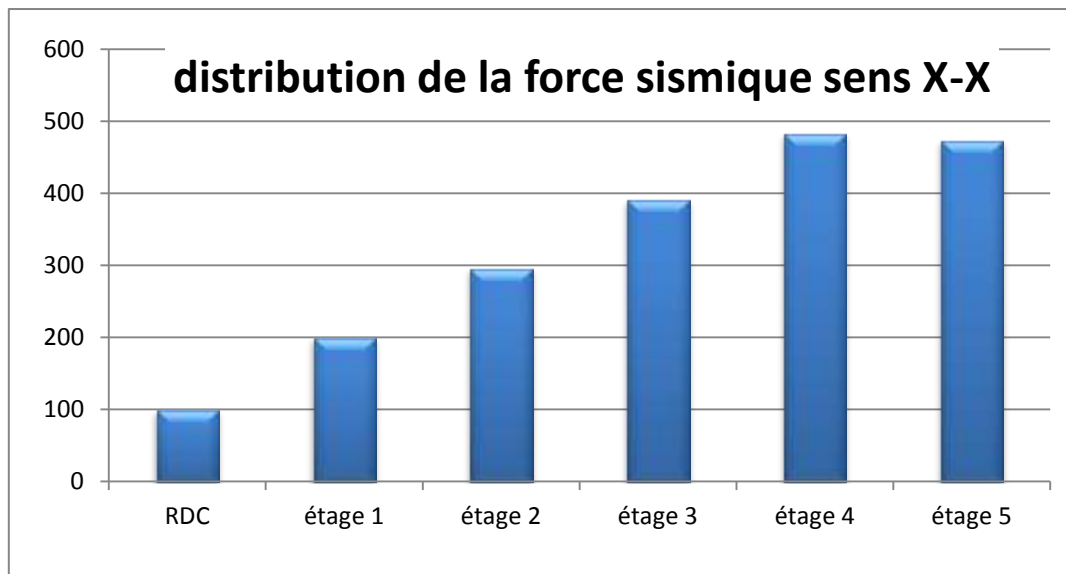


Figure 34 : distribution de la force sismique sens x-x

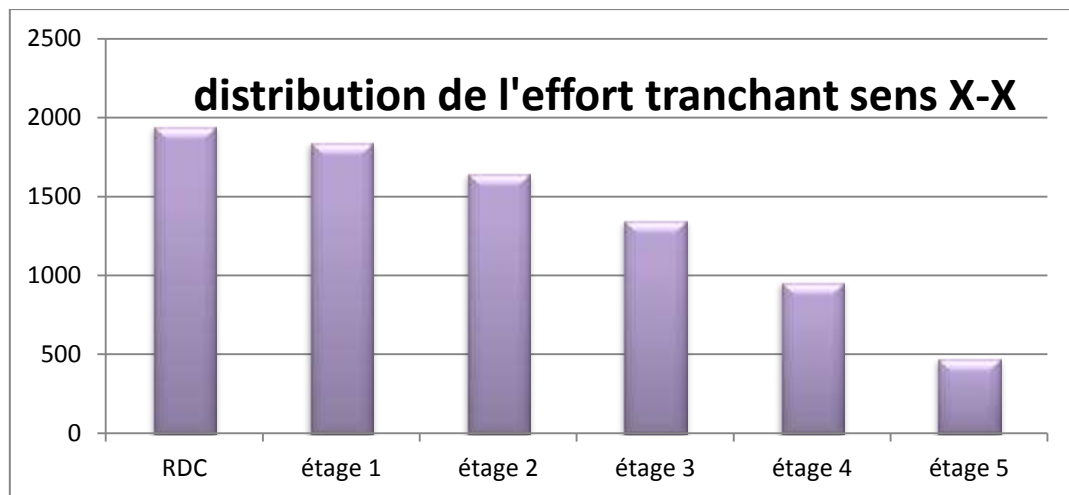


Figure 35 : distribution de l'effort tranchant y-y

Sens transversal

Tableau 48: Distribution horizontale des forces sismiques et l'effort tranchant dans le sens YY'.

Niveau	W_i (KN)	H_i (m)	$W_i * H_i$	F_i (KN) ln	V_k
5	3088,321	18,36	56701,573	489,378	489,378
4	3774,680	15,3	57752,604	498,449	987,827
3	3824,953	12,24	46817,424	404,070	1391,897
2	3860,997	9,18	35443,952	305,908	1697,805
1	3905,191	6,12	23899,768	206,273	1904,078
RDC	3913,286	3,06	11974,655	103,350	2007,428
Somme			232589,976		

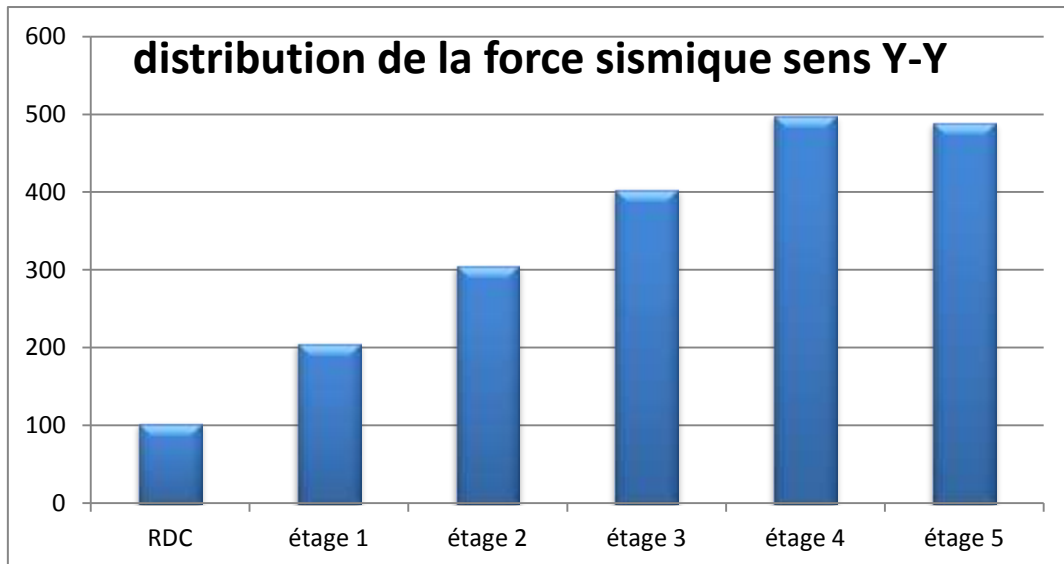


Figure 36 : distribution de la force sismique y-y

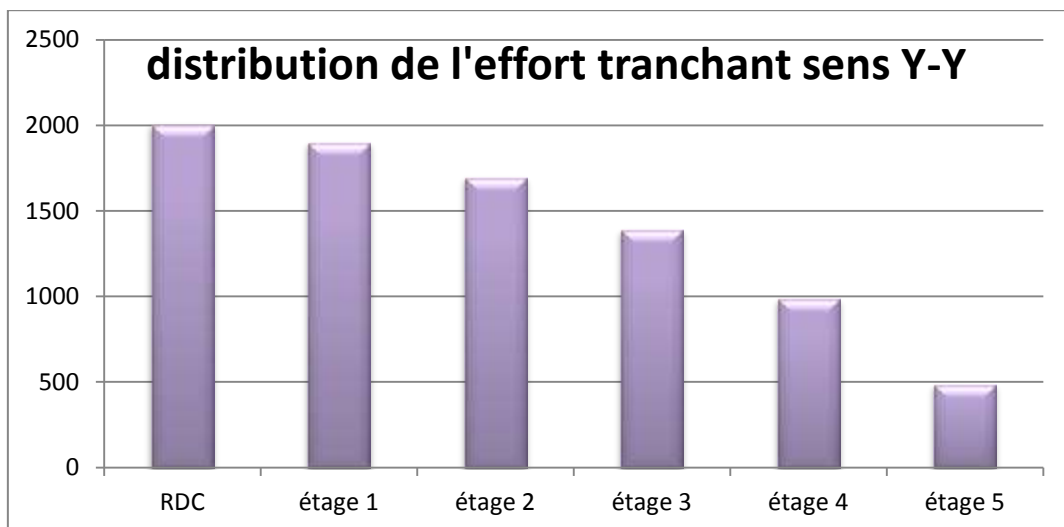


Figure 37 : distribution de l'effort tranchant y-y

1. Vérification des déplacements latéraux inter – étage

L'une des vérifications préconisées par le (RPA99 version 2003), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10 du RPA99 version 2003), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ et } \delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0,01h_e$ où h_e : représente la hauteur de l'étage

Avec : $\delta_x^k = R \delta_{ex}^k$ et $\delta_y^k = R \delta_{ey}^k$

Où : $\Delta_{ex}^k = \delta_x^k - \delta_x^{k-1}$ et $\Delta_{ey}^k = \delta_y^k - \delta_y^{k-1}$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k -1 dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

Avec : δ_{ex}^k est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

Les déplacements dus aux forces sismiques RPA (Art 4.43) :

On a : $R = 3,5$

Après analyse des résultats on obtient les deux tableaux ci-dessous :

❖ **Sens longitudinal X – X'**

Tableau 49: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'.

Z (m)	δ_{ex}^k (cm)	R	δ_x^k (cm)	δ_{ex}^{k-1} (cm)	Δ_{ex}^k (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
18,36	0,0107	3,5	0,037	0,030	0,007	3,06	C.V
15,3	0,0086	3,5	0,030	0,022	0,008	3,06	C.V
12,24	0,0064	3,5	0,022	0,014	0,008	3,06	C.V
9,18	0,0042	3,5	0,014	0,007	0,007	3,06	C.V
6,12	0,0022	3,5	0,007	0,024	0,017	3,06	C.V
3,06	0,0007	3,5	0,024	0,000	0,024	3,06	C.V

Sens transversal Y – Y' :

Tableau 50: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'.

Z (m)	δ_{ey}^k (cm)	R	δ_y^k (cm)	δ_{ey}^{k-1} (cm)	Δ_{ey}^k (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
18,36	0,0074	3,5	0,025	0,021	0,004	3,06	C.V
15,30	0,006	3,5	0,021	0,015	0,006	3,06	C.V
12,24	0,0044	3,5	0,015	0,010	0,005	3,06	C.V
9,18	0,0029	3,5	0,010	0,005	0,005	3,06	C.V
6,12	0,0016	3,5	0,005	0,001	0,004	3,06	C.V
3,06	0,0005	3,5	0,001	0,000	0,001	3,06	C.V

Conclusion

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

3. Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7- 4-3-1) du RPA 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau V.12: vérification de l'effort normal réduit.

Zone	Section	N(KN)	F _{c28} (MPA)	N _{rd} (KN)	Vérification
II	35x40	1460,01	25	0,300	Vérifiée
	30 x 35	709,23	25	0,270	Vérifiée

4. Vérification de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le RPA 99 / 2003 estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la condition suivantes est vérifié : $\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$ (Article 5.6 RPA 99 / 2003)

- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par un facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au-dessus du niveau K.

V_k : l'effort tranchant d'étage au niveau " k ".

Δ_k : Déplacement relatif de niveau " k " par rapport un niveau " k-1 ".

h_k : Hauteur d'étage.

❖ **Sens longitudinal**

Tableau 51: Vérification de l'effet P-Δ dans le sens XX'.

Niveau	P _k (KN)	Δ _x (cm)	V _{kx} (KN)	h _k (cm)	θ _k
5	3088,321	0,007	474,297	306	0,000148
4	3774,680	0,008	957,386	306	0,000103
3	3824,953	0,008	1349,004	306	0,000074
2	3860,997	0,007	1645,485	306	0,000053

1	3905,191	0,017	1845,401	306	0,000117
RDC	3913,286	0,024	1945,566	306	0,000157

❖ Sens transversal

Tableau 52: Vérification de l'effet P-Δ dans le sens YY'.

Niveau	P _k (KN)	Δ _y (cm)	V _{ky} (KN)	h _k (cm)	θ _k
5	3088,321	0,004	489,378	306	0,000082
4	3774,680	0,006	987,827	306	0,000074
3	3824,953	0,005	1391,897	306	0,000044
2	3860,997	0,005	1697,805	306	0,000037
1	3905,191	0,004	1904,078	306	0,000026
RDC	3913,286	0,001	2007,428	306	0,000006

Conclusion

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à 0,1

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

1. VERIFICATIONS DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT :

$$M_R = \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_i$$

F_i : la force distribuée en hauteur

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base

$$M_r = h_i \cdot F_i$$

Le moment de renversement doit être équilibré par

Le moment de stabilité qui est égale :

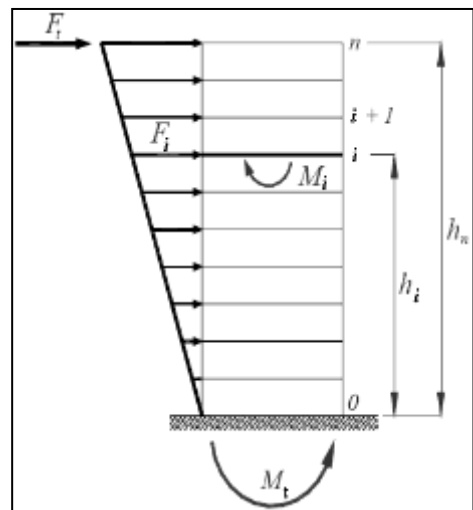
$$M_{sx} = X_G \times W_i$$

$$M_{sy} = Y_G \times W_i$$

Avec

X_G, Y_G : les coordonnées de centre de géométrie de la structure

W_i : poids du plancher dans chaque niveau



❖ Moment de renversement

Tableau 53: Valeurs des moments de renversement pour chaque étage.

Niv	Sens X-X			Sens Y-Y			
	h _i (m)	F _{ix} (KN)	M _r (KN.m)	h _i (m)	F _{ix} (KN)	M _r (KN.m)	
5 ^{ème}	18,36	474,297	8708,09	18,36	489,378	8984,98	
4 ^{ème}	15,3	483,089	7391,26	15,3	498,449	7626,26	
3 ^{ème}	12,24	391,618	4793,40	12,24	404,070	4945,81	
2 ^{ème}	9,18	296,481	2721,69	9,18	305,908	2808,23	
1 ^{ère}	6,12	199,916	1223,48	6,12	206,273	1262,39	
RDC	3,06	100,165	306,50	3,06	103,350	316,25	
			Σ=25144,42				Σ=25943,92

❖ Moment de stabilité

Tableau 54: Valeurs des moments de stabilité pour chaque étage.

Niv	Sens X-X			Sens Y-Y			
	X _G (m)	W (KN)	M _s (KN.m)	Y _G (m)	W (kN)	M _s (KN.m)	
5 ^{ème}	13,63	3088,321	42093,81	5,32	3088,321	16429,86	
4 ^{ème}	13,63	3774,680	51448,88	5,32	3774,680	20081,29	
3 ^{ème}	13,63	3824,953	52134,10	5,32	3824,953	20348,74	
2 ^{ème}	13,63	3860,997	52625,38	5,32	3860,997	20540,50	
1 ^{ère}	13,63	3905,191	53227,75	5,32	3905,191	20775,61	
RDC	13,63	3913,286	53338,08	5,32	3913,286	20818,68	
			Σ=304868				Σ=118994,68

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$

$$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} = \frac{304868}{25144,42} = 12,12 \geq 1,5$$

$$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} = \frac{118994,68}{25943,92} = 4,58 \geq 1,5$$

Conclusion

La structure est vérifiée contre le renversement suivant les deux directions, donc elle est stable vis-à-vis les deux directions.

***Chapitre VI : Ferrailage
des éléments résistants***

VI.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003**).

Les règles **CBA 93** « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

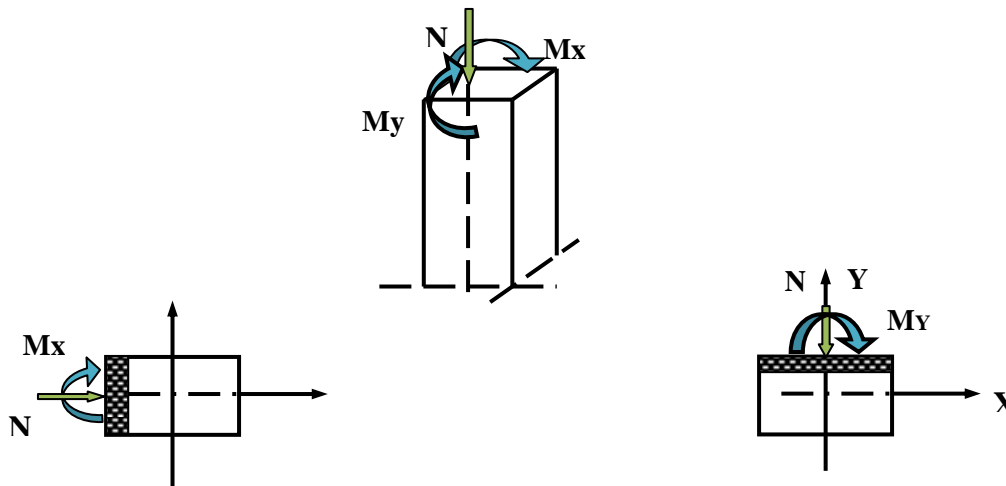
Les règles **RPA 99/V.2003** « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

VI.2. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.



Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

❖ **Caractéristique de matériaux**

Tableau 55: Caractéristiques mécanique des matériaux.

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	21,7	1	400	400

❖ **Combinaison des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon **BAEL 91** (situation durable)
 ELU : $1,35G + 1,5Q$
 ELS : $G + Q$
- Selon **RPA 99** (situation accidentelle)
 $G + Q \pm E$
 $0,8G \pm E$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

- N_{max} ; $M_{correspondant}$
- N_{min} ; $M_{correspondant}$
- M_{max} ; $N_{correspondant}$

VI.2.1. Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

Zone 1 : RDC et 1 et 2^{eme} étage poteaux (35x40).

Zone 2 : 3et 4^{eme} étage et 5^{eme} étage poteaux (30x35).

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

1- Situation durable

Tableau 56: Les sollicitations obtenues par ETABS sous combinaisons.

Zones	N _{min} M _{corr}		N _{max} M _{corr}		M _{max} N _{corr}	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
1	-116,06	-7,841	-1460,01	17,359	-731,2	26,156
2	-3,91	-0,707	-709,23	-4,159	-106,43	31,273

2- Situation accidentelle (0.8G±E) et (G+Q±E)

Tableau 57: Les sollicitations obtenues par ETABS sous combinaisons accidentelle.

Zones	N _{min} M _{corr}		N _{max} M _{corr}		M _{max} N _{corr}	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
1	722,54	1,964	-1210,42	-16,5	-284,76	62,19
2	97,51	0,763	-530,41	-18,56	-52,58	59,722

VI.2.2. Ferraillage longitudinales

VI.2.2.1. Ferraillage minimum d’après le CBA93

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

VI.2.2.2. Recommandations du «BAEL91»

$$\begin{cases} A_{min} = \max\left(4cm^2 ; \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

Avec

B : section du béton = $b \times h$. ($b = h =$ côtes du poteau,)

VI.2.2.3. Recommandations du «RPA 99/v.2003»

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferraillage maximum sera de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

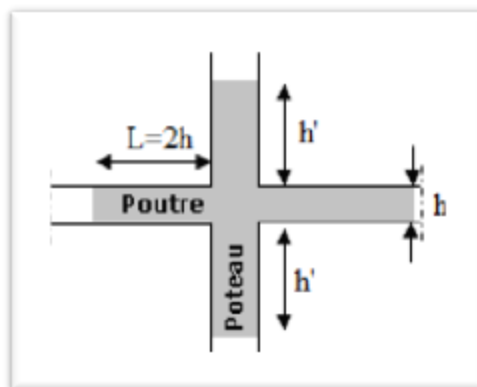


Figure 38: Zone nodale des poteaux.

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

- Le diamètre minimum est de **12 mm**

Tableau 58: Armatures maximales et minimales pour chaque zone.

Niveau	Sectio n	BAEL 91		RPA99/V2003		
		A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2) zone courante	A_{max} (cm^2) zone recouvrement
Zone 1	35x40	2,8	70	11,2	56	84
Zone 2	30x35	2,1	52,5	8,4	42	63

VI.2.3. Exemple de calcul

VI.2.3.1. Ferraillage longitudinal

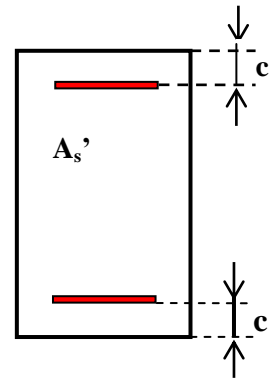
Soit un poteau de ZONE 1 (35x40) cm² (Situation durable) :

$C=C'=2\text{cm.}$

$L=3,06\text{ m}$

$M_{\text{max}} = 17,359\text{ KN.m}$

$N_{\text{corr}} = 1460,01\text{ KN}$



Les pièces étant comprimées, il apparait un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliquée.

❖ **Calcul de l'excentricité**

La position du centre de pression est :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{17,359}{1460,01} = 0,011\text{m} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,18\text{m}$$

❖ **Vérification du flambement**

$$L_f \leq \max \left\{ \begin{matrix} 15 \\ 20 \frac{e_1}{h} \end{matrix} \right. \Rightarrow 2,142 \leq \max \left\{ \begin{matrix} 15 \\ 0,55 \end{matrix} \right. \text{ condition vérifiée}$$

Le calcul sera mené en flexion compose en considérant une excentricité totale

$$e_r = e_1 + e_a + e_2$$

- Excentricité du 1er ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.011\text{ m}$
- Excentricité additionnelle : $e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right) = 0,02\text{ m}$
- Excentricité du 2eme ordre : $e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \times \phi)$

Avec

$L_f = 0,7.L = 2,142\text{ m.}$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}} \right) = 1,25$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10000 \times 0,4} (2 + 1,25 \times 2) = 0,015m$$

❖ **L'excentricité totale**

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0,011 + 0,02 + 0,015 = 0,046m$$

- Le moment de calcul devient ainsi

$$M_t = e_T \times N_u = 0,046 \times 1460,01 = 67,16 KN.m$$

- Calcul de moment fictif au centre de gravité des armatures tendues

$$M_{fec} = M_t + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 67,16 + 1460,01 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} \right) = 329,96 KN.m$$

Il faut que cette condition vérifie pour dire que c'est une section partiellement comprimée

$$N_u \times (d - c') - M_{fec} \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times \sigma_{bu}$$

$$= 1460,01 \times (0,38 - 0,02) - 329,96 \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{0,02}{0,40} \right) \times 0,35 \times 0,40^2 \times 14,2 \times 10^3$$

$$\Rightarrow 195,64 \leq 235,77. \rightarrow \text{vérifier} \dots\dots\dots (1)$$

On a :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \dots\dots\dots (2)$$

D'après (1) et (2) la section est partiellement comprimée.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_t puis sera ramené en flexion composée.

❖ **Calcul en flexion simple**

$$\mu = \frac{M}{bd^2 \times f_{bc}} = \frac{329,96 \times 10^6}{350 \times 380^2 \times 14,2} = 0,45 > 0,392$$

On a : $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots$ la section est doublement armée.

et on calculi $M_r = \mu_1 b d^2 f_{bu}$

$$M_r = 0,392 \times 350 \times 380^2 \times 14,2$$

$$M_r = 281325856 \text{ N.mm} = 281,32 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$\Delta M = 329,96 - 281,32$$

$$= 48,64 \text{ KN.m}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,854$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,658$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_f = \frac{329,96 \times 10^6}{0,658 \times 380 \times 348} + \frac{48,64 \times 10^6}{(380 - 20) \times 348}$$

$$A_f = 41,80 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{48,64 \times 10^6}{(380 - 20) \times 348}$$

$$A' = 3,88 \text{ cm}^2$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 4180 - \frac{1460,01 \times 10^3}{348} = -15,43 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A_s = A'_1 = 0$$

✓ Selon le BAEL

$$\begin{cases} A_{\min} = \max(0,2\% B ; 4\% P) \\ A_{\max} = 5\% B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 70 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ Selon le RPA

$$A_{\min} = 0,8\% b.h = 0,008 \times 35 \times 40 \Rightarrow A_{\min} = 11,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adopte}} = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{BAEL}}, A_{\text{RPA}}) = 11,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 8\text{T}14 = 12,32 \text{ cm}^2$$

Pour le calcul des différentes sections de ferraillage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferraillage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 59: Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux.

Zones	Section (cm ²)	Combinaison	A _{CAL} (cm ²)	A' _{CAL} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Choix des barres
Zone 1	35×40	Durable	0	3,88	1,61	11,2	12,3	8T14
		Accidentelle	0	0				
Zone 2	30×35	Durable	0	0	1,19	8,4	12,3	8T14
		Accidentelle	0,62	0				

❖ **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$L_r = 40 \phi \quad \text{Donc :}$$

Pour : **T14** $L_t = 56 \text{ cm}$

VI.2.3.2. Ferraillage transversal

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la

formule suivante :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

- $\rho_a = 2.5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone IIa

$$t = 8\text{cm}$$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa

$$t' = 12\text{cm}$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- **8 cm** en zone nodale.
- **12 cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad 0.8\%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

"a" et "b" : dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée

L_f : longueur de flambement du poteau

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10ϕ

1- Zone courante

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,35} = 6,12 > 5 \quad \text{Donc : } \rho_a = 2,5$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,4} = 5,35 > 5 \quad \text{Donc : } \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{12 \times 2,5 \times 71,09 \times 10}{40 \times 400} = 1,33 \text{cm}^2$$

Choix des barres: **1cadre 4T8 = 2,01cm²**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 6,12 > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0,3\%$$

$$\frac{2,01}{35 \times 12} = 0,47\% > 0,3\% \quad \text{Vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 8\text{cm}$

2- Zone nodale

$$\lambda_g = 6,12 > 5 \quad \text{Donc } \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{8 \times 2,5 \times 71,09 \times 10}{40 \times 400} = 0,88 \text{ cm}^2$$

Choix des barres: **1cadre 4 ϕ 8 = 2,01cm²**

$$\lambda_g = 6,12 > 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0,3\% \text{ (RPA99/V2003).}$$

$$\frac{2,01}{35 \times 8} = 0,71\% > 0,3\% \text{ Vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 8\text{cm}$.

Conclusion

Tableau 60: Ferrailage transversal adopté pour les poteaux.

Zones	Section (cm ²)	A _t zone courante	A _t zone nodale	St (courante) cm	St (nodale) cm
Zone 1	35×40	4T8	4T8	12	8
Zone 2	30×35	4T8	4T8	12	8

VI.2.4. Vérifications

VI.2.4.1. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1)

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPA} \end{array} \right. = 3,33 \text{ MPA}$$

Tableau 61: Vérification des efforts tranchants.

Zone	h (m)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
1	0,40	71,09	0,53	3.33	Vérifier
2	0,35	50,67	0,51	3.33	Vérifier

VI.2.4.2. Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA2003Art 7-4-3-2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \dots \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Tableau 62: Vérification des contraintes aux cisaillements.

Zone	λ_g	ρ_d	V (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
1	6,12	0,075	71,09	0,53	1,875	Vérifier
2	7,14	0.075	50,67	0,51	1.875	Vérifier

VI.2.4.3. Vérification des contraintes à L'ELS

Les résultats des vérifications des contraintes sont présentés dans le tableau suivant :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton.

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa [BAEL 91A.4.5.2]}$$

Tableau 63: Vérification des contraintes à L'ELS.

Zone	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} MPA	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPA	Observation
1	1066,85	10,284	0,268	15	Vérifiée
2	518,42	3,029	0,48	15	Vérifiée

VI.2.5. Schéma de ferraillage des poteaux

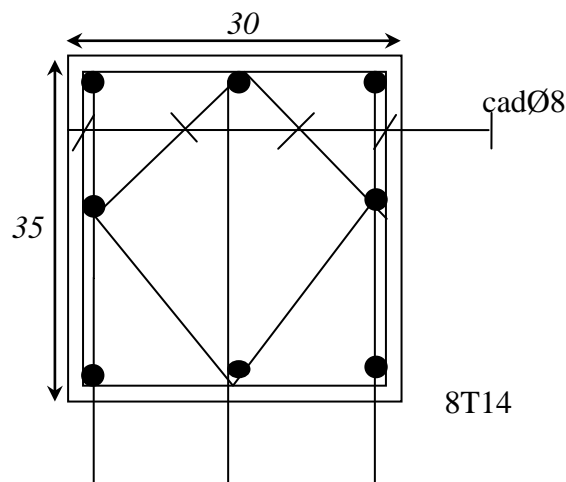


Figure 39: Ferraillage des poteaux 30x35.

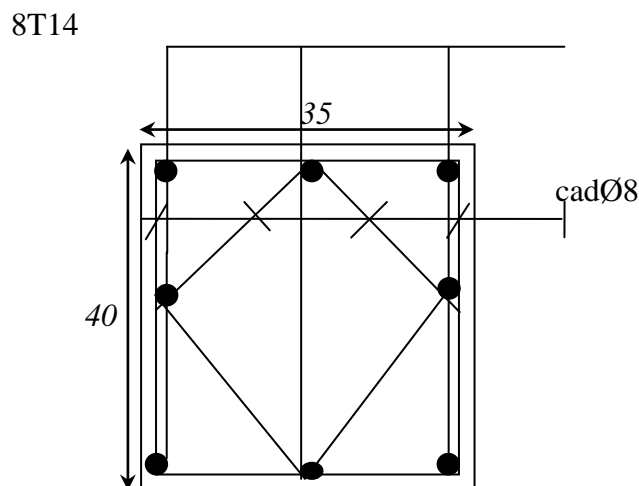


Figure 40: Ferraillage des poteaux 35x40.

VI.3. Ferrailage des poutres

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc faits en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91 puis on se rapportera au règlement du R.P.A 99 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

❖ Combinaison fondamentale

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

❖ Combinaison accidentelle

$$\begin{cases} G + Q \mp E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA 99.

- 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 :
 - 40φ : En zone I et IIa.
 - 50φ : En zone IIb et 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° .
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

On a deux types de poutres à étudier

○ Poutres principales \longrightarrow P.P $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

○ Poutres secondaires \longrightarrow P.S $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

VI.3.1. Étude des poutres principales P.P (30×40) cm²

❖ Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \cdot 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \cdot 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \cdot 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

Tableau 64: Les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN).

	En appui		En travée		Effort tranchant T_{\max} (KN)
	M_a max (KN·m)	M_{as} (KN·m)	M_t max (KN·m)	M_{ts} (KN·m)	
Poutre principale P.P	106,891	77,892	98,355	39,339	155,33
Poutre secondaire P.S	98,724	36,37	54,323	16,435	108,38

❖ Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91

Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale (40×30) cm²

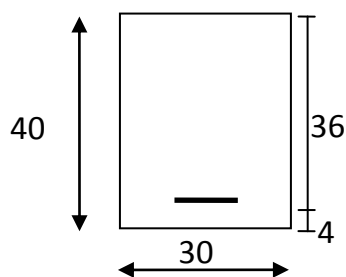


Figure 41: Schéma d'une section de calcul.

❖ En travée

✓ E.L.U

$$M_t = 98355 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{98355}{14,20 \times 30 \times (36)^2} = 0,178 < \mu = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,246 \rightarrow \beta = 0,901$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{98335}{348 \times 36 \times 0,901} = 8,711 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures**

$$A = \max(A_{cal}, A_{RPA}, A_{\min})$$

$$A = \max(8,711 ; 6,00 ; 1,304)$$

$$A = 3T16 + 2T14 = 9,11 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{98335}{39339} = 2,499$$

$$\alpha = 0,246 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,999 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

❖ **En appui**

✓ **E.L.U**

$$M_{au} = 106891 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{106891}{14,20 \times 30 \times (36)^2} = 0,193 < \mu_L = 0,392$$

$$\alpha = 0,27 \rightarrow \beta = 0,892$$

$$A = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{106891}{348 \times 36 \times 0,892} = 9,565 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,304 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures**

$$A = 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{106891}{77892} = 1,372$$

$$\alpha = 0,27 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,436 \text{ Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_{\max} = 155330 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{155330}{300 \times 360} = 1,438 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 3,333 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc, les cadres et les étriers seront perpendiculaires à la ligne moyenne ($\alpha = 98$).

❖ **Calcul des armatures transversales**✓ **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, Q_{L_{\min}}, \frac{b}{10} \right) \quad \text{Selon le B.A.E.L 91 [2]}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}, 1,6, \frac{30}{10} \right) = 1,142 \text{ cm.} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

✓ **Espacement des armatures transversales**• **En zone nodale**

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times Q_L \right) \quad \text{Selon le R.P.A 99 [3]}$$

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6 \right) = 10 \text{ cm.}$$

On prend $\delta_t = 10 \text{ cm}$.

- En zone courante

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm. Selon le R.P.A 99 [3]}$$

On prend $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

- ✓ Section des armatures transversales

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b \text{ Selon le R.P.A 99 [3]}$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- ✓ Vérification des espacements

- $\delta_{t_1} \leq \min(0,9 \cdot d, 40 \text{ cm})$ Selon le B.A.E.L

$$\delta_{t_1} \leq \min(36, 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

- $\delta_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)}$ Selon le B.A.E.L

$$\delta_{t_2} \leq \frac{2,01 \times 235}{30 \times 0,31} = 50,79 \text{ cm}$$

- $\delta_{t_3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot k)}$ Selon le B.A.E.L

$$\text{Avec : } \begin{cases} k = 1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \\ f_{ij}^* = \min(f_{ij}; 3,3) \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\delta_{t_3} \leq 17,31 \text{ cm}$$

$$\delta_{t_4} \leq \min(\delta_{t_1}, \delta_{t_2}, \delta_{t_3}) = 17,31 \text{ cm.}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t_{RPA}}, \delta_{t_4}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ Recouvrement des barres longitudinales

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre $L_r = 40\phi$

$$L_r = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

✓ Ancrage des armatures tendues

- Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

$\psi_s = 1,5$ Barres à H. A courantes.

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

- Longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm.}$$

Tableau 65: Tableau récapitulatif du ferraillage des poutres principales.

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobiere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	8,711	3T16 + 2T14	9,11	$\phi 8$	15	10
	Appui	9,565	5T16	10,05	$\phi 8$	15	10

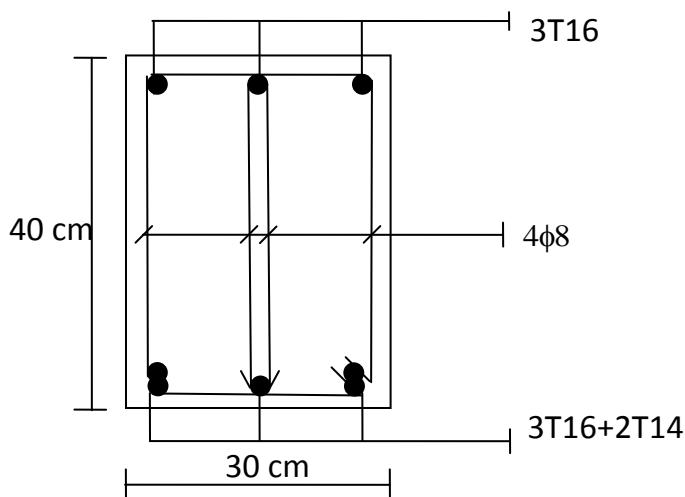


Figure 42: Schéma de ferraillage de la P.P en Travée.

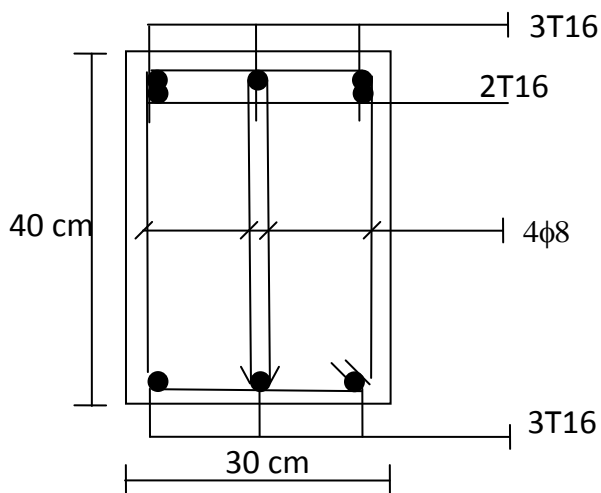


Figure 43: Schéma de ferraillage de la P.P en Appuis.

VI.3.2. Étude des poutres secondaires P.S (30x35) cm

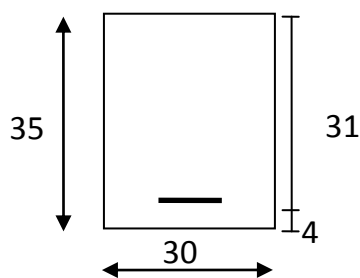


Tableau 66: Schéma d'une section de calcul.

❖ En travée

✓ E.L.U

$$M_t = 54323 N \cdot m$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{54323}{14,20 \times 30 \times (31)^2} = 0,132 < \mu = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,177 \rightarrow \beta = 0,929$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{54323}{348 \times 31 \times 0,929} = 5,42 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 31 \times \frac{2,1}{400} = 1,122 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

$$A = \max(A_{cal}, A_{RPA}, A_{\min})$$

$$A = \max(5,42 ; 6,00 ; 1,122)$$

$$A = 3T14 + 2T12 = 6,88 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{54323}{16435} = 3,305$$

$$\alpha = 0,177 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1,402 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

- ❖ **En appui**

- ✓ **E.L.U**

$$M_{au} = 98724 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{98724}{14,20 \times 30 \times (31)^2} = 0,241 < \mu_L = 0,392$$

$$\alpha = 0,35 \rightarrow \beta = 0,86$$

$$A = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{98724}{348 \times 31 \times 0,86} = 10,641 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,122 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

$$A = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

• Vérification à E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{98724}{36370} = 2,714$$

$$\alpha = 0,35 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1,107 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

• Vérification de l'effort tranchant

$$T_{max} = 108380 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{108380}{300 \times 310} = 1,165 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 3,333 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, les cadres et les étriers seront perpendiculaires à la ligne moyenne ($\alpha = 98$).

❖ Calcul des armatures transversales

✓ Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, Q_{L_{min}}, \frac{b}{10} \right) \quad \text{Selon le B.A.E.L 91 [2]}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}, 1,6, \frac{30}{10} \right) = 1 \text{ cm.} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

✓ Espacement des armatures transversales

• En zone nodale

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times Q_L \right) \quad \text{Selon le R.P.A 99 [3]}$$

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,6 \right) = 8 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend } \delta_t = 8 \text{ cm.}$$

- En zone courante

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm. Selon le R.P.A 99 [3]}$$

On prend $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

- ✓ Section des armatures transversales

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b \text{ Selon le R.P.A 99 [3]}$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Tableau 67: Tableau récapitulatif du ferraillage des poutres secondaires.

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobtere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres secondaires	Travée	5,42	3T14 + 2T12	6,88	4φ8	15	8
	Appui	10,641	6T16	12,06	4φ8	15	8

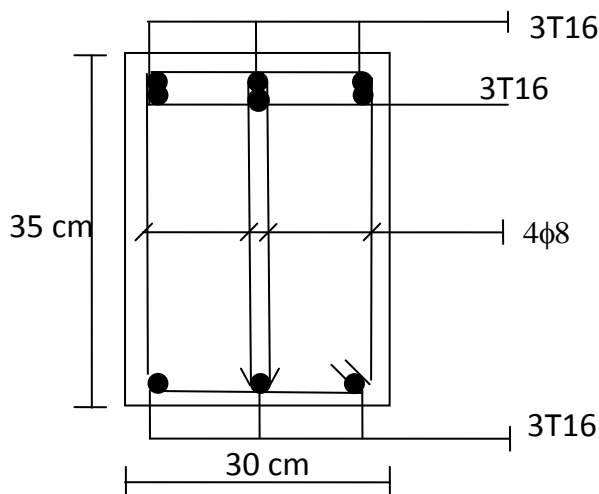


Figure 44: Schéma de ferraillage de la P.S en appui.

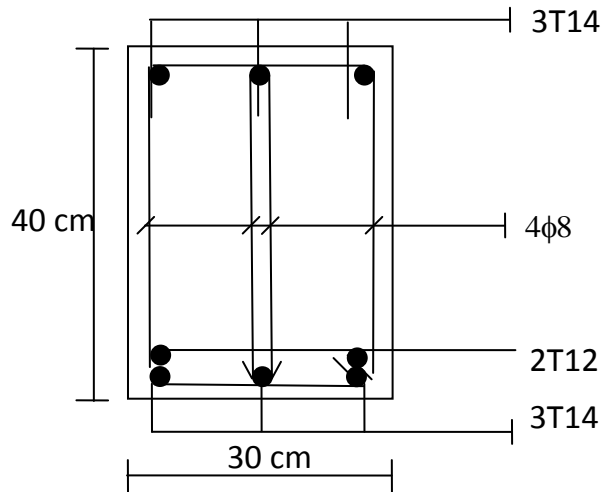


Figure 45: Schéma de ferraillage de la P.S en travée.

VI.4. Ferrailage des voiles

VI.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 (G), d'exploitation (Q), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

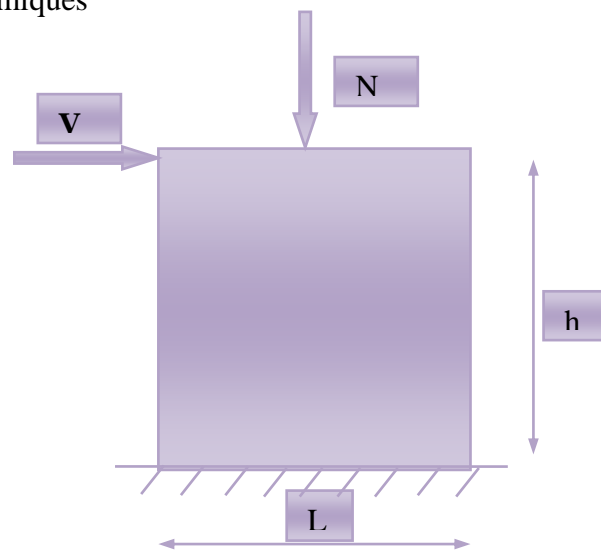


Figure 46: Sollicitations des voiles.

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ($G; Q$ et E).

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VI.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 de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VI.4.3. Rôle de contreventement

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

VI.4.4. Les combinaisons d'action

Les combinaisons d'action sismique et d'action due aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

Les réglementations en vigueur **BAEL** et **RPA99/ V2003** exigent les combinaisons ci-contre :

❖ **Etat limite ultime**

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 G \pm E$

❖ **Etat limite de service : $G + Q$** **VI.4.5. Recommandations de RPA99/v.2003****VI.4.5.1. Aciers verticaux**

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction. Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $l/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure .toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

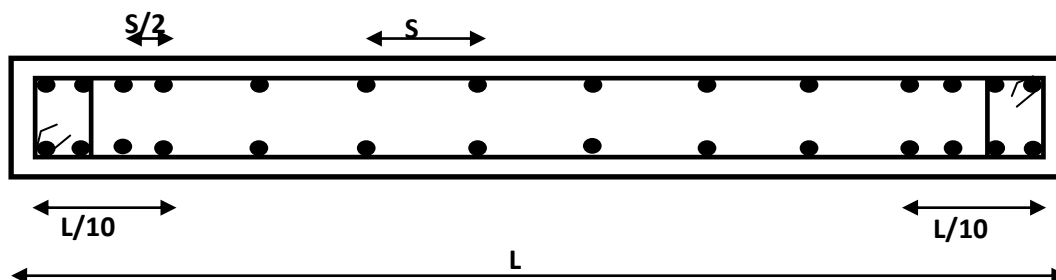


Figure 47: Disposition des armatures verticales dans le voile.

VI.4.5.2. Aciers horizontaux

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

D'après le BAEL: $A_H = \frac{A_v}{4}$

VI.4.5.3. Règle communes

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1,5 a$ (a : épaisseur du voile).
 - $S \leq 30$ cm.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile est égale à 0,15% de la section
 - En zone courante égale à 0,10% de la section
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible, 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

VI.4.5.4. Aciers transversaux

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

VI.4.5.5. Armature de potelet

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à $4HA10$.

VI.4.5.6. Armature de couture

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } \bar{V} = 1,4V_U$$

Avec :

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.4.6. Ferraillage des voiles

VI.4.6.1. Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{\min, \max} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier $V = \frac{L_{voile}}{2}$

I : l'inertie de voile

❖ **Section partiellement comprimée (SPC)**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} \times L_t \times e$$

Avec :

L_t : section d'armatures verticales

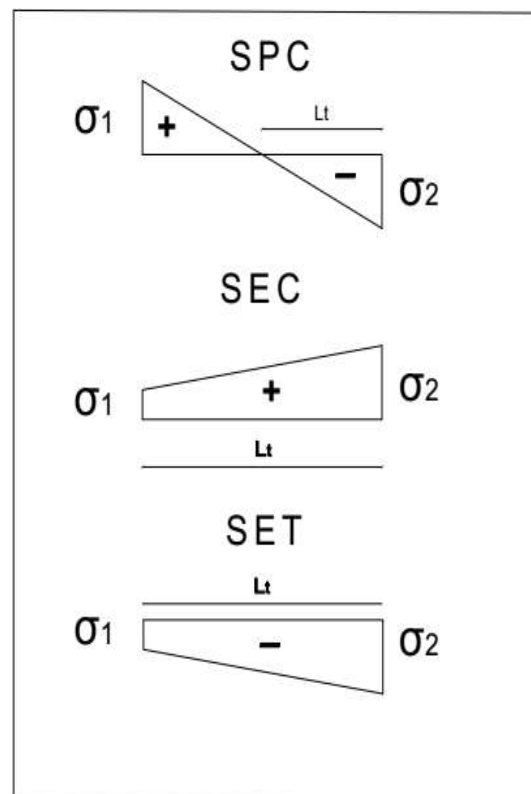
e : épaisseur du voile

❖ **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t \times e$$

❖ **Section entièrement tendue (S.E.T)**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t \times e$$



- Calcul de L_t (longueur tendue)

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L$$

- Calcul de Force

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e_{voile}$$

- Calcul des armatures verticales

$$A_v = \frac{F}{\sigma_s}$$

- Armatures minimales selon le *BAEL91*

- Section partiellement comprimée : $A_{\min} \geq \max\left(0,23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_2}; 0,005B\right)$
- Section entièrement tendue : $A_{\min} \geq \max\left(\frac{N_u}{2\sigma_s}; B \times \frac{f_{t28}}{f_2}; 0,005B\right)$

VI.4.6.2. Vérification

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

✓ D'après le RPA99

$$T_b \leq \bar{T}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\text{ou : } T_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{avec : } V = 1,4 \times V_u$$

Avec : b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = $0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

✓ D'après le BAEL 91

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec } \tau : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

❖ Vérification à l'ELS

Pour cette état, on considère $N_{ser} = G+Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton.

A: section d'armature adoptée.

VI.4.7. Exemple de calcul

Nous prendrons comme exemple de calcul le voile longitudinale de longueur $L=4m$, dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculer pour la longueur tondue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

VI.4.7.1. Détermination des sollicitations

$$M = 3958,135 \text{ KN.m} \quad I = \frac{0,2 \times (4,15)^3}{12} = 1,19 \text{ m}^4$$

$$N = 1441,38 \text{ KN .m} \quad \Omega = e \times L = 0,2 \times 4,15 = 0,83 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{4,15}{2} = 2,075 \text{ m}$$

❖ Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1441,38}{0,83} + \frac{3958,135}{1,19} \times 2,075 = 8638,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times V = \frac{1441,38}{0,83} - \frac{3958,135}{1,19} \times 2,075 = -5165,18 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

Donc

$$L_t = \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) \times L = \frac{5165,18}{8638,39 + 5165,18} \times 4,15 = 1,55 \text{ m}$$

$$N_{u1} = \frac{\sigma_2}{2} \times L_t \times e = 800,60 \text{ KN}$$

VI.4.7.2. Calcul des armatures verticales

$$A_v = \frac{N_{u1}}{f_e}$$

$$A_v = \frac{800,60 \times 10}{400} = 20,02 \text{ cm}^2$$

❖ **Section minimale d'armature verticale**

✓ **Selon RPA (art : 7.7.4.1)**

$$A_{\min} = 0,2\% \times e \times L_t = 0,002 \times 20 \times 182 = 6,2 \text{ cm}^2$$

✓ **Selon le BAEL**

$$A_{\min} \geq \max \left(0,005B, 0,23 \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} \geq 41,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopt}} = \max (A_{\text{CAL}} ; A_{\text{Rpa}} ; A_{\text{BAEL}}) = 41,5 \text{ cm}^2$$

VI.4.7.3. Espacement

La longueur minimale d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99V2003** :

Zone d'about : $(4.15/10)=41,5\text{cm}$. Avec $St=10\text{cm}$

Zone courante $L-2(L/10)=3.32 \text{ m}$. Avec $St= 15 \text{ cm}$

Soit **30T14 = 46.18 cm² /nappe**

Avec $St = 10\text{cm}$ en zone d'about

$St = 15\text{cm}$ en zone courante

VI.4.7.4. Armature horizontale

D'après le **BAEL91**:
$$A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{41,5}{4} = 10,38 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA 99**:
$$A_H = 0,15 \times L \times e = 12,45 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10/m** de hauteur pour chaque nappe avec $S_t=20\text{cm}$

VI.4.7.5. Armature transversale

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**

VI.4.7.6. Les vérifications

❖ Vérification de contrainte de cisaillement

✓ Selon le RPA

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 [art 7.7.2]** à :

$$\bar{\tau} = 0,02 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 867,06 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{1,4 \times 867,06 \times 10^{-3}}{0,20 \times 3,75} = 1,61 \text{ Mpa}$$

Donc : $T_b = 1,61 \text{ MPA} \leq \bar{T}_b = 5 \text{ MPA} \Rightarrow$ Condition vérifiée

✓ Selon le BAEL

On doit vérifier que : $T_u \leq \bar{T}_u$

$$T_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec } T_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On a aussi : } \bar{T}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPA\right)$$

$$T_u = \frac{V}{b.d} = \frac{867,06 \times 10^{-3}}{0,20 \times 3,75} = 1,16MPA$$

$$\text{Donc : } T_u = 1,16MPA \leq \bar{T}_u = 1,61MPA \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification à L'ELS

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{1030,71 \times 10^3}{4150 \times 200 + 15 \times 20,02 \times 10^2} = 1,19MPA \leq 0.6f_{c28} = 15MPA \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Conclusion

Les sollicitations et le ferraillage de tous les voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Sollicitation et contrainte

Tableau 68: Sollicitations et contraintes.

Voiles	N, M	Lon g	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	sectio n	L _t	A _v (cm ²)
P1 et P2 + P5 et P6	N _{max} M _{cor} r	1,1	1165,3	60,214	6952,74	3640,97	SEC	/	0
	N _{min} M _{corr}		730,88	66,986	5164,29	1480,06	SEC	/	0
	M _{max} N _{cor} r		824,41	309,314	12253,4	-4758,81	SPC	0,3	3,57
	M _{min} N _{corr}				5			0	
P7+P 8	N _{max} M _{cor} r	4,15	1628,7	903,044	3536,96	387,68	SEC	/	0
	N _{min} M _{corr}		10,23	253,24	453,89	-429,24	SPC	2,0	2,16
	M _{max} N _{cor} r		1441,3	3958,13	8638,39	-5165,18	SPC	1,5	20,01
			8	5			5		

P3	$N_{max}M_{cor}$ r	3,5	1461,6 5	143,541	2441,86	1734,27	SEC	/	0
	$N_{min}M_{corr}$		63,65	117,804	381,29	-199,43	SPC	1,2	0,59
	$M_{max}N_{cor}$ r		1187,8 4	3430,66 4	10152,7 7	-6758,94	SPC	1,3 9	23,48
P4	$N_{max}M_{cor}$ r	3,7	1586,9 6	170,25	2519,49	1769,58	SEC	/	0
	$N_{min}M_{corr}$		72,64	41,643	189,87	6,44	SEC	/	0
	$M_{max}N_{cor}$ r		1272,1 4	3931,52 4	10377,7 6	-6939,65	SPC	1,4 8	25,68

Ferraillage et vérification

Tableau 69: Ferraillage et vérification.

Zone	/	Voile 1+2+5+6	Voile 7+8	Voile 3	Voile 4
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,1	4,15	3,5	3,7
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,22	0,83	0,7	0,74
Sollicitation	σ_1 (KN/m ²)	12253,45	8638,39	10152,77	10377,76
	σ_2 (KN/m ²)	-4758,81	-5165,18	-6758,94	-6939,65
	V _U (KN)	138,29	867,06	644,22	713,4
	L _t (m)	0,30	1,55	1,39	1,48
	L _c (m)	0,8	2,6	2,11	2,22
Ferraillages	N (KN)	142,76	800,60	939,49	1027,06
	A _v (cm ²)	3,57	20,02	23,49	25,67
	A _{RPA} (cm ²)	1,2	6,2	5,56	5,92
	A _{BAEL} (cm ²)	11	41,5	35	37
	A _{adopté} (cm ²)	6,28	22,60	20,34	20,34
	Choix par nappe	8T10	20T12	18T12	18T12
	A _v totale	12,57	45,21	40,69	40,69
	S _t (cm)	Courante	15	15	15
d'about		10	10	10	10

	A_H (cm ²)	(BAEL)	0,89	5	5,87	6,42
		(RPA)	3,3	12,45	10,5	11,1
	Choix par nappe		16T10	16T10	16T10	16T10
	S_t (cm)		15	15	15	15
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ_b (MPa)	1,38	1,61	1,49	1,51
		$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5
	Effort N à ELS	N_s (KN)	472,14	1030,71	1072,25	1163,44
		σ_{bc} (MPa)	2,09	1,19	1,45	1,49
		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15

❖ Schéma de ferrailage

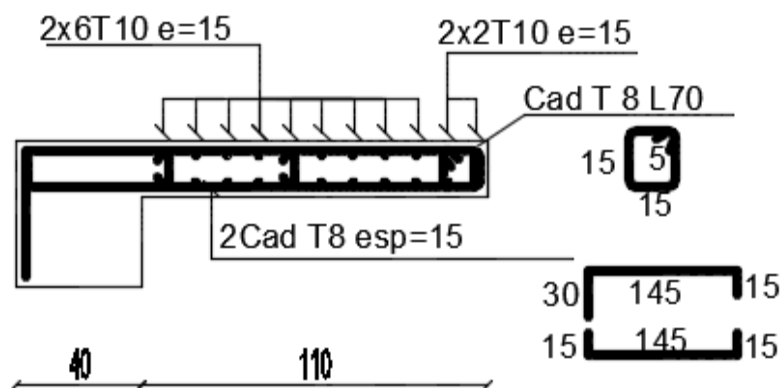


Figure 48: schéma de ferrailage de voile p1.

***Chapitre VII : Etude
d'infrastructure.***

VII. Étude des fondations**VII.1. Introduction**

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VII.2. Différentes fonctions des fondations

- a) Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations.
- b) Assurer la résistance des massifs de fondations.
- c) Vérifier la résistance du terrain de fondations.
- d) S'assurer de la durabilité des fondations.
- e) Trouver la solution la plus économique.

VII.3. Différents types des fondations

Il existe quatre catégories de fondations :

- **Les fondations superficielles :** lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à faible profondeur (semelles isolées sous poteau semelles filantes sous mur radier).
- **Les fondations profondes:** lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à une grande profondeur (puits, pieux).
- **Les fondations spéciales :** on site les colonnes ballastées qui sont des colonnes en pierres ou de graviers ciments, on l'intègre dans le sol sous des semelles isolées par exemples.
- **Les fondations surfacique ou radier :**

Il existe quatre (04) types de radiers :

1. Le radier dalle pleine (le plus courant).
2. Le radier nervuré.
3. Le radier champignon sous poteau.
4. Le radier voûte.

VII.4. Caractéristiques du sol

- La nature de sol : c'est un sol meuble (catégorie)
- Profondeur d'ancrage est de 4.13m

La contrainte admissible de sol : ($\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 20\text{t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2$).

VII.5. Facteurs de choix du type de fondations

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, habitation, industriel, soutènement,....

- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

En ce qui concerne notre ouvrage, On à le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

($S_s / S_b < 50 \%$).

- La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec

$$N = 1,35 N_G + 1,5 N_Q \quad (\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2).$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

✓ **Les poteaux**

Tableau 70: les efforts normal des poteaux.

Semelles	N_u (KN)	$S = N_u / \bar{\sigma}_{sol}(\text{m}^2)$	Semelles	N_u (KN)	$S = N_u / \bar{\sigma}_{sol}(\text{m}^2)$
C1	231,88	1,1594	C17	194,03	0,97015
C2	1132,2	5,661	C18	900,37	4,50185
C3	1120,22	5,6011	C19	925,14	4,6257
C4	1114,06	5,5703	C20	1094,29	5,47145
C5	1311,86	6,5593	C21	1376,53	6,88265
C6	1107,98	5,5399	C22	1460,01	7,30005
C7	393,59	1,96795	C23	1126,68	5,6334
C8	1127,64	5,63825	C24	1190,59	5,95295

C9	980,61	4,90305	C25	983,94	4,9197
C10	1095,94	5,4797	C26	664,53	3,32265
C11	1041,79	5,20895	C27	223,15	1,11575
C12	1011,46	5,0573	C28	234,24	1,1712
C13	1055,68	5,2784	C29	342,91	1,711455
C14	1073,61	5,36805	C30	866,3	4,3315
C15	403,45	2,01725	C31	729,41	3,64705
C16	253,01	1,26505	C32	236,71	1,18355
			C33	325,46	1,6273
Totale					136,64

✓ Les voiles

Tableau 71: les efforts normal des voiles.

Semelles	N_u (KN)	$S = N_u / \bar{\sigma}_{sol}(m^2)$
P1	350,28	1,7514
P2	340,69	1,70345
P3	1461,65	7,30825
P4	1586,96	7,9348
P5	643,69	3,21845
P6	644,71	3,22355
P7	1401,57	7,00785
P8	1376,94	6,8847
Total		39,03

Donc

Nous avons une surface globale :

$$S_b = 290,331 \text{ m}^2$$

❖ A l'ELU

$$\text{Et : } S_s = 136,64 + 39,03 = 175,67 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{175,67}{290,331} = 0,605 \frac{S_s}{S_b} \longrightarrow 60,5 \%$$

Donc : $\frac{S_s}{S_b} < 50 \%$ (Condition non vérifiée).

Conclusion

La surface totale des semelles occupent de 60,5 % du la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VII.6. Calcul d'un radier général

1. L'épaisseur de radier

❖ **Condition forfaitaire**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 4,15 \text{ m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $51,87\text{cm} \leq h_r \leq 83\text{cm}$

❖ **La condition de rigidité**

$$\frac{\pi}{4} \times L_e \geq L_{\max}$$

Le : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la Nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3,21642 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b: la largeur de la semelle.

On a: $I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$

Donc : $h \geq 0,426\text{m}$

A partir des deux conditions on prend :

hr = 80 cm, Pour le radier.

❖ **La condition de coffrage**

✓ **Pour la nervure**

$$hn \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$hn \geq \frac{415}{10} = 41,5 \text{ cm}$$

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs

$$L_{\max} = 4,15 \text{ m} \Rightarrow hn \geq 0,415 \text{ m.}$$

On prend **hn = 0,415 m**.

✓ **Pour la dalle**

La hauteur de la dalle est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{415}{20} = 20,75 \text{ cm}$$

Soit : **h_t = 30 cm**

2. Surface nécessaire

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\bar{\sigma} = N / S_{\text{radier}} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm.}}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} \geq N / S_{\text{radier}} \quad \Longleftrightarrow \quad S_{\text{radier}} \geq N / \bar{\sigma}_{\text{adm.}}$$

A la base du bâtiment :

$$N_u = 63543,61 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 200 \text{ KN/m}$$

$$S_{\text{radier}} \geq N_u / \bar{\sigma}_{\text{adm}} = \frac{63543,61}{200} = 317,72 \text{ m}^2.$$

$$N_s = 46492,39 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 200 \text{ KN/m}$$

$$S_{\text{radier}} \geq N_u / \bar{\sigma}_{\text{adm}} = \frac{46492,39}{200} = 232,46 \text{ m}^2.$$

Remarque

La surface totale de l'immeuble est de 317,891 m² est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord minimum.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera : $S_r = S_b + D [2(x + y)]$

3. Le calcul de D (débordement)

$$D \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \text{la surface de débord est : } S_D = 68,9 \times 0,4 = 27,56 \text{ m}^2$$

A cet effet, nous avons prévu un débord minimum.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera : $S_r = S_b + S_D$

$$S_r = 290,331 + 27,56 = 317,891 \text{ m}^2 \longrightarrow S_r = 317,891 \text{ m}^2$$

4. Détermination des efforts

❖ **Détermination des charges et des surcharges**

✓ **Superstructure : G = 33638,1KN**

$$Q = 3606,86 \text{ KN}$$

✓ **Infrastructure**

✓ Poids du radier

G_{rad} = poids de dalle

$$G_{\text{rad}} = 317,891 \times 0,80 \times 25 = 6357,82 \text{ KN}$$

$$G_{\text{infrastructures}} = 6357,82 \text{ KN}$$

Donc

$$G_{\text{TOTAL}} = 39995,92 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{TOTAL}} = 3606,86 \text{ KN}$$

5. Sollicitations

• ELU : $N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q \longrightarrow N_U = 59404,782 \text{ KN}$

• ELS : $N_S = N_G + N_Q \longrightarrow N_S = 43602,78 \text{ KN}$

VII.7. Vérification du radier

VII.7.1. Condition de résistance au cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le règlement CBA93 (art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Page (357)}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9 h. \quad ; \quad b = 1 \text{ m.}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 6.08m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d} ; d = 0,9 h_r . \\ V_u = \frac{q L_{\text{max}}}{2} ; \\ q = \frac{N}{S_{\text{radier}}} . \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h \geq \frac{59,404 \times 4,15 \times 1,5}{0,9 \times 2 \times 317,891 \times 0,07 \times 25} = 0,37\text{m}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0,80 \text{ m} > 0,37\text{m} \Rightarrow$ elle est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

VII.7.2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S \quad \text{avec :}$$

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{radié}} + W_{\text{bâtiment}}$$

$$W = 15894,55 + 22367,4298$$

- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$.
- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ kN} / \text{m}^3$).
- Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 2 \text{ m}$).
- S : surface du radier ($S = 317,891 \text{ m}^2$).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 2 \times 317,891 = 35423,63 \text{ kN} \rightarrow 38261,97 \text{ kN} > 9536,73 \text{ kN}$$

Donc : $W > F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$ Condition vérifiée

VII.7.3. Surface minimale du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\text{Al'ELU: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{59404,782}{200} = 297,02 \text{ m}^2$$

$$317,891 \text{ m}^2 > 297,02 \text{ m}^2 \dots\dots (\text{C.V})$$

$$\text{Al'ELS: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{43602,78}{200} = 218,01 \text{ m}^2 \dots\dots (\text{C.V})$$

$$317,891 \text{ m}^2 > 218,01 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface du radier ($S_{rad} = 317,891m^2$) est supérieur à la surface minimale donc la condition est vérifiée.

VII.7.4. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , La vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

❖ **Pour les voiles**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (p7) de longueur $L = 4,15$ m.

$$N_u = 1401,57 \text{ kn}$$

Ce qui donne un effort normal pour une mètre linéaire égal à:

$$N_u = \frac{1401,57}{4,15} = 337,72 \text{ KN / ml}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,2 + 1 + 2h)$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 2 \times (0,2 + 1 + 2h) \times h \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$N_u \leq 1500 (1,2 + 2h) h$$

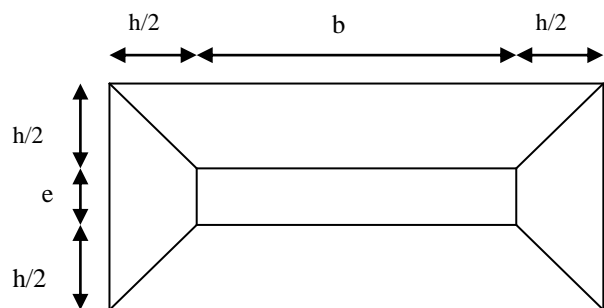


Figure 49: Schéma de transmission des charges.

$$3000h^2 + 1800h - 337,72 \geq 0 \longrightarrow h = 0,15 \text{ m} < 0,90 \text{ m}$$

❖ **Pour les poteaux**

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_u = 1460,01 \text{ KN}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4 \times (a + h) = 4 \times (1 + h)$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 4 \times (1 + h) \times h \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$N_u \leq 3000 (1 + h) h$$

$$3000 h^2 + 3000 h - 1460,01 \geq 0 \longrightarrow h = 0,35 \text{ m} < 0,90 \text{ m}$$

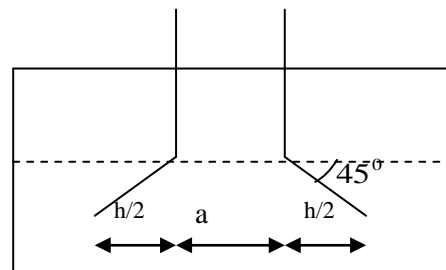


Figure 50: Schéma de transmission des charges.

L'épaisseur de radier $h_r = 0,90$ m est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement

VII.8. Caractéristique géométriques du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

(X_i, Y_i) : Centre de gravité du panneau considéré.

Tableau 72: le centre de gravité du radier et du bâtiment dans sens x, y.

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	Ex	Ey
X _G	13,97	13,63	0,34	/
Y _G	5,32	5,32	/	0

Les inerties sont:

$$I_x = 26390,30 \text{ m}^4$$

$$I_y = 55548,76 \text{ m}^4$$

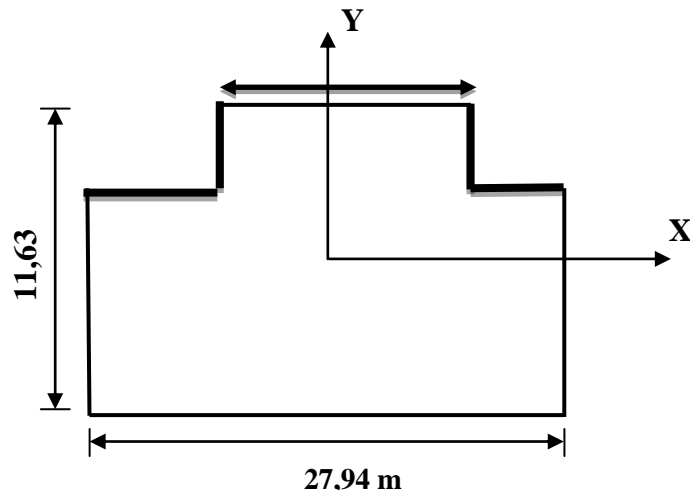


Figure 51: Schéma du radier générale.

VII.9. Évaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,5\sigma_{adm} \quad \text{Avec:} \quad \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I}; \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

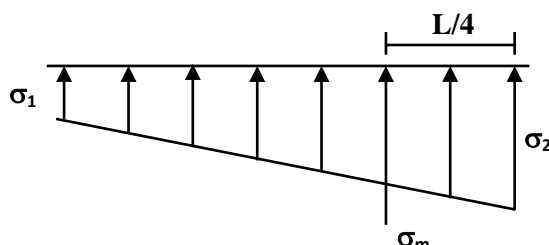


Diagramme des contraintes

Tableau 73: Vérification des contraintes.

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	43602,78	43602,78	59404,782	59404,782
M (KN.m)	14824,94	0	20197,63	0
e (m)	0,34	0	0,34	0
V(m)	13,97	5,32	13,97	5,32
I (m⁴)	26390,30	55548,76	26390,30	55548,76
σ_1(KN / m²)	145,01	137,16	197,56	186,87
σ_2(KN / m²)	129,31	137,16	176,17	186,87
σ_{moy}(MPa)	0,141	0,137	0,128	0,186
σ_{adm}(MPa)	0,3	0,3	0,3	0,3
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VII.10. Vérification de la stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment versant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base de RDC.

T_0 : L'effort tranchant a la base de RDC.

h : profondeur de l'infrastructure → h = 2 m

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$

❖ **Vérification de soulèvement: $0,8 G \pm E$**

Tableau 74: Vérification de soulèvement.

	0,8 G ± E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	18064,02	18064,02
M (KN.m)	91665,956	51352,020
V(m)	13,97	5,32
I (m⁴)	26390,30	55548,76
σ₁(KN / m²)	542,06	61,74
σ₂(KN / m²)	8,30	51,90
σ_{moy}(MPa)	0,408	0,059
σ_{adm}(MPa)	0,3	0,3
La condition	Vérifiée	Vérifiée

❖ **Vérification de renversement: $G+Q+E$**

Tableau 75: Vérification de renversement.

	G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	25732,85	25732,85
M (KN.m)	140997,844	74323,152
V(m)	13,97	5,32
I (m⁴)	26390,30	55548,76
σ₁(KN / m²)	155,58	88,06
σ₂(KN / m²)	7,27	73,83
σ_{moy}(MPa)	0,118	0,084
σ_{adm}(MPa)	0,3	0,3
La condition	Vérifiée	Vérifiée

❖ Vérification selon L'RPA

D'après le **RPA 99 Version 2003(art 10.1.5)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L_{\max}}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales}).$$

Tableau 76: Vérification selon L' RPA.

	08G+E		G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversal
N (KN)	18064,02	18064,02	25732,85	25732,85
M(KN.m)	91665,956	51352,020	140997,844	74323,152
e (m)	5,07	2,84	5,47	2,88
B/4(m)	6,98	2,90	6,98	2,90
La condition	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VII.11. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

VII.11.1. Méthode de calcul

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de **BAEL 91**.

❖ Détermination des moments isostatiques

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 < \alpha < 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un sens.} \\ 0,4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens.} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- ✓ Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

- Moment en travée :
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75 \times M_x \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y \end{array} \right.$$

- Moment sur appuis :
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0,5 \times M_x \\ M_{ay} = 0,5 \times M_x \end{array} \right.$$

- ✓ si le panneau considéré est un panneau de rive :

- Moment en travée :
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 \times M_x \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y \end{array} \right.$$

- Moment sur appuis:
$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = 0,3 \times M_x \\ M_{ay} = 0,3 \times M_x \end{array} \right.$$

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-jointe, où Lx est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40.

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25 M_0 \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

❖ **Évaluation des charges et surcharges**

- ✓ ELU : $q_u = \sigma_{\text{moy (u) max}} = \frac{1,35G + 1,5Q}{S_{RAD}} = \frac{59404,782}{317,891} = 186,871 \text{ KN / m}^2$

- ✓ ELS : $q_{ser} = \sigma_{\text{moy (ser) max}} = \frac{G + Q}{S_{RAD}} = \frac{43602,78}{317,891} = 137,162 \text{ KN / m}^2$

❖ Calcul du ferrailage longitudinal

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,7}{4,15} = 0,89 \quad \longrightarrow \alpha > 0,40$$

Donc : la dalle travaille dans les deux sens.

✓ Les efforts à L'ELU

Sens x – x :

$$\mu_x = 0,0466$$

$$M_x = \mu_x q_{ul} l_x^2 M_y = \mu_y M_x$$

✓ Les efforts à L'ELS

Sens x – x : Sens y – y :

$$\mu_x = 0,0537$$

Sens y – y :

$$\mu_y = 0,7635$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2 M_y = \mu_y M_x$$

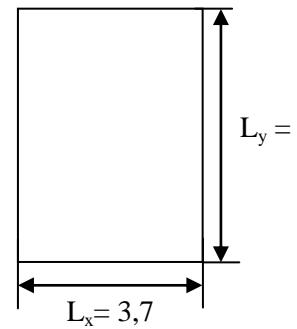


Figure 52: Le panneau le plus sollicité.

Tableau 77: Calcul des moments.

	ELS		ELU	
	Sens X –X	Sens Y –Y	Sens X –X	Sens Y –Y
μ	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
M (KN.m)	87,50	66,81	137,38	114,82
M_t (KN.m)	74,38	56,78	116,77	97,60
M_a (KN.m)	26,25	26,25	41,21	41,21

❖ Ferrailage

✓ Pourcentage minimal

Suivant le petit côté : $A_y \min \geq 8h = 8 \times 0,80 = 6,4 \text{ cm}^2$

Suivant le grand coté : $A_x \min \geq 8h [(3-\alpha)/2] = 6,75 \text{ cm}^2$ BAEL 91 Page (359)

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement maximal

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3hr) \quad \longrightarrow S_{tx} = 15 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4hr) \quad \longrightarrow S_{ty} = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Pages (392)}$$

❖ Détermination des armatures à L'ELS : fissuration préjudiciable

Tableau 78: le ferrailage a L'ELS.

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_u (KN.m)	74,38	26,25	56,78	26,25
U	0,071	0,025	0,054	0,025
$U < 0.392$	Oui	Oui	Oui	Oui
A_s (cm ² /ml)	8,22	2,83	6,21	2,83
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	3,26	3,26	3,26	3,26
Choix des barres/ml	7HA20	7HA14	7HA20	7HA14
A_s adopté	21,99	10,78	21,99	10,78
Espacement (cm)	15	15	15	15

❖ Calcul des armatures à L'ELU

Tableau 79: Le ferrailage a L'ELU.

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_u (KN.m)	116,77	41,21	97,60	41,21
U	0,112	0,039	0,094	0,039
$U < 0.392$	Oui	Oui	Oui	Oui
A_s (cm ² /ml)	13,22	4,47	10,93	4,47
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	3,26	3,26	3,26	3,26
choix des barres/ml	7HA16	7HA14	7HA16	7HA14
A_s adopté	14,07	10,78	14,07	10,78
Espacement (cm)	15	15	15	15

VII.11.2. Vérification de la continuité des moments

Tableau 80: Vérification de la continuité des moments.

		ELS			
		Moment (KN.m)	Mt+ (Me+Mw)/2	1,25 M0	Vérification
Sens X – X	M0	87,50	109,38	109,38	Vérifiée
	Me	26,25			
	Mw	43,73			
	Mt	74,38			
Sens Y – Y	M0	66,81	86,61	83,51	Vérifiée
	Me	26,25			
	Mw	33,41			
	Mt	56,78			
ELU					
		Moment (KN.m)	Mt+ (Me+Mw)/2	1,25 M0	Vérification
Sens X – X	M0	137,38	171,72	171,72	Vérifiée
	Me	41,21			
	Mw	68,69			
	Mt	116,77			
Sens Y – Y	M0	114,82	146,91	143,52	Vérifiée
	Me	41,21			
	Mw	57,41			
	Mt	97,60			

❖ Vérifications des contraintes

- Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.
- Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$.

✓ Sens X – X

Tableau 81: Vérification des contraintes à l'ELS (sens X – X).

Zone	M _{ser} (KN.m)	A adopté (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Appuis	26,25	10,78	2,73	99,92	15	201,6	CV
Travée	74,38	21,99	6,04	144,20	15	201,6	CV

✓ Sens Y – Y

Tableau 82: Vérification des contraintes à l'ELS (Y – Y).

Zone	M _{ser} (KN.m)	A adopté (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Appuis	26,25	10,78	2,73	99,92	15	201,6	CV
Travée	56,78	21,99	4,61	110,08	15	201,6	CV

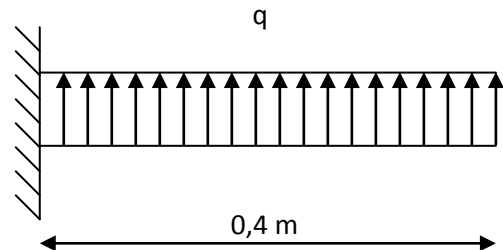
VII.12. Ferrailage du débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L= 0,4 m, le calcul de

Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à 1m.

h =80 cm, b = 100cm, d = 72 cm

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable.



❖ L'ELU

$$M_{\max} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{186,871 \times 0,4^2}{2} = 14,95 \text{ KN.m}$$

❖ L'ELS : (fissuration préjudiciable)

$$M_{\max} = \frac{q_{\text{ser}} L^2}{2} = \frac{137,162 \times 0,4^2}{2} = 10,97 \text{ KN.m}$$

Tableau 83: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Travée L'ELU	Travée L'ELS
q_u, q_s (KN/m ²)	186,871	137,162
M_u (KN.N)	14,95	10,97
A_{cas} (cm ² /ml)	5,97	4,38
A_{min} (cm ² /ml)	8,69	8,69
A_{adop} (cm ² /ml)	7HA14 ($A_c=10,78$)	7HA14 ($A_c=10,78$)
σ_{bc} (MPa)	1,02	0,75
σ_s (MPa)	65,25	47,87
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	202	202

❖ Pourcentage minimal

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8,69 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_s = \max \{A_u ; A_{ser} ; A_{min}\} = 10,26 \text{ cm}^2$

NB : Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux.

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 1,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{186,871 \times 0,4}{2} = 37,37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{37,37 \times 10^3}{1000 \times 720} = 0,052 \text{ Mpa} < \tau_1 = 4 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \tau_u < \tau_1 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire

❖ Schéma de ferrailage

✓ à L'ELS

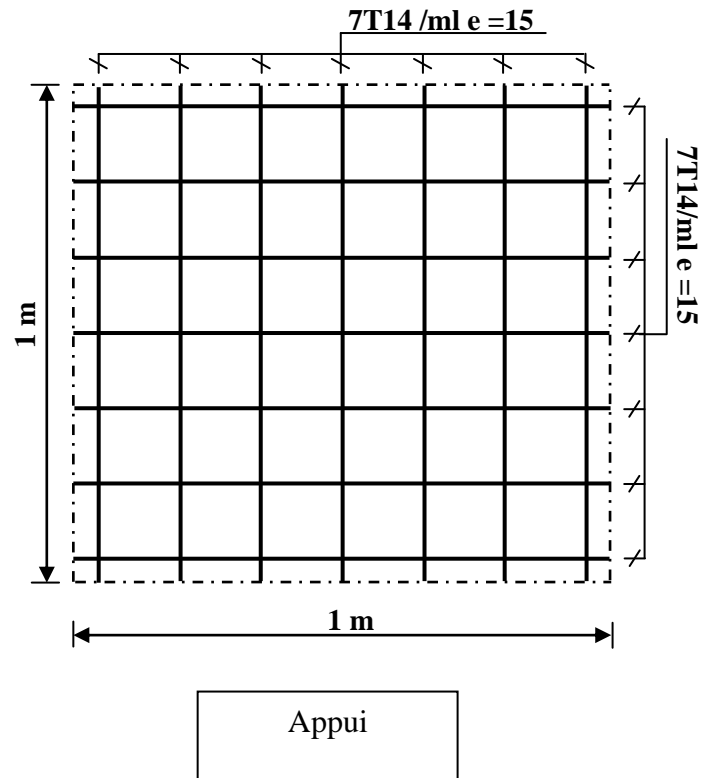
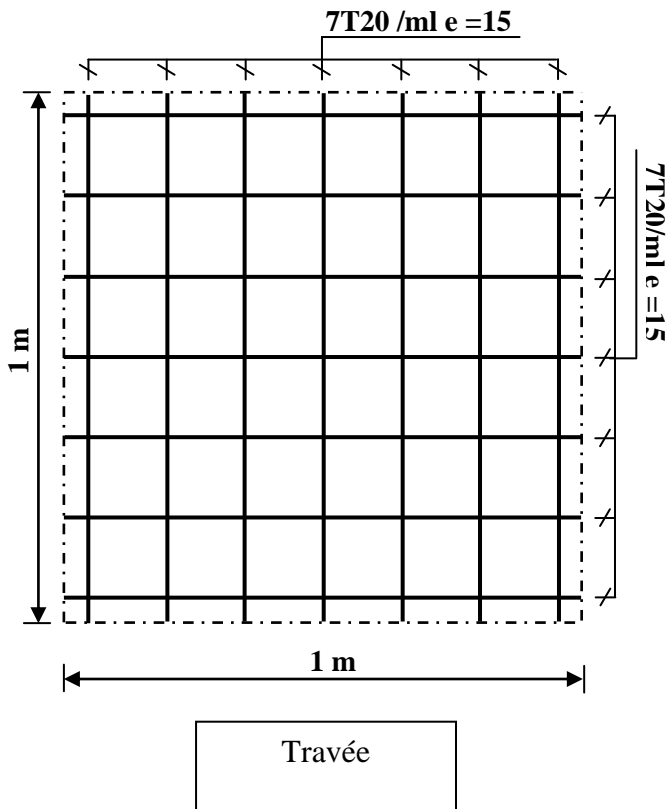
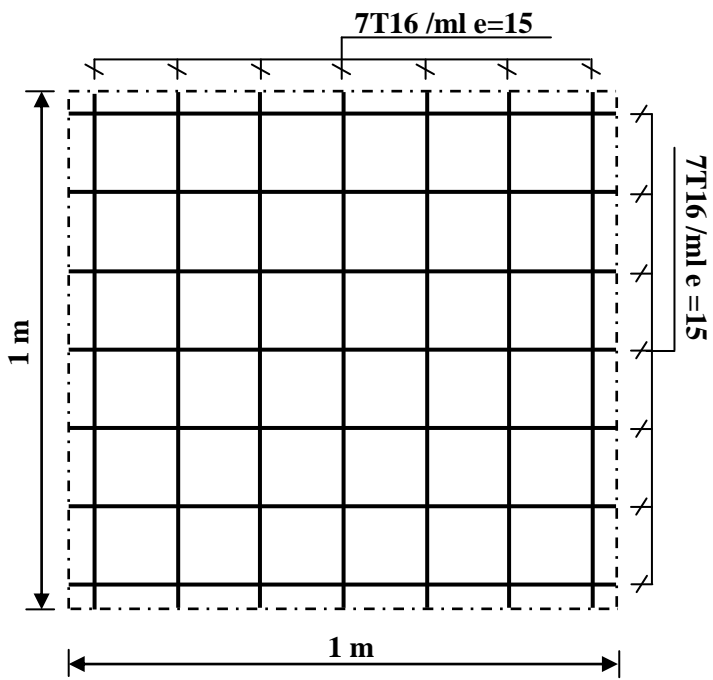
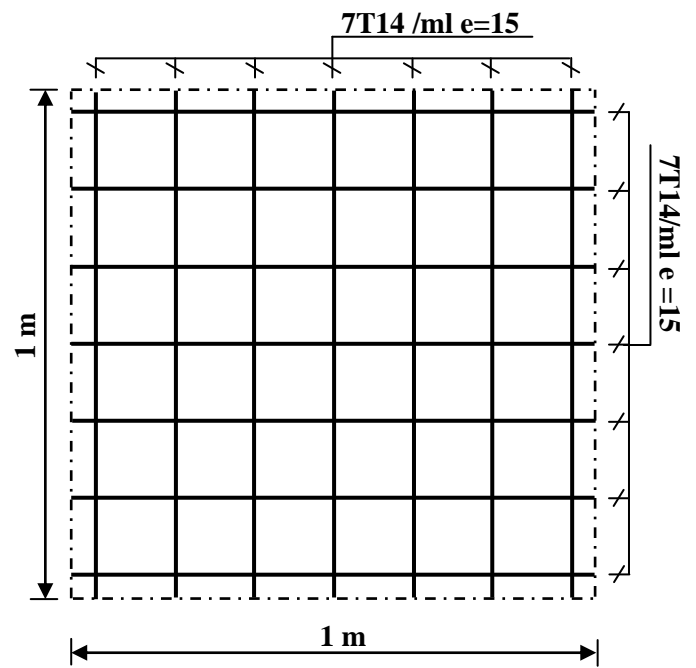


Figure 53: Schéma de ferrailage de radier en appui et en travée a L'ELS.

✓ à L'ELU



Travée



Appui

Figure 54: Schéma de ferrailage de radier en appui et en travée a L'ELU.

***Chapitre VIII : Etude
d'un bâtiment en
charpente métallique***

VIII.1. Introduction

Dans ce chapitre on analyse le comportement de même bâtiment mais cette fois ci réalisé en charpente métallique, en gardant les mêmes dimensions en plan et en élévation.

VIII.2. La vérification de la stabilité d'ensemble**❖ Etude au vent**

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire; Notre construction est de **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99)

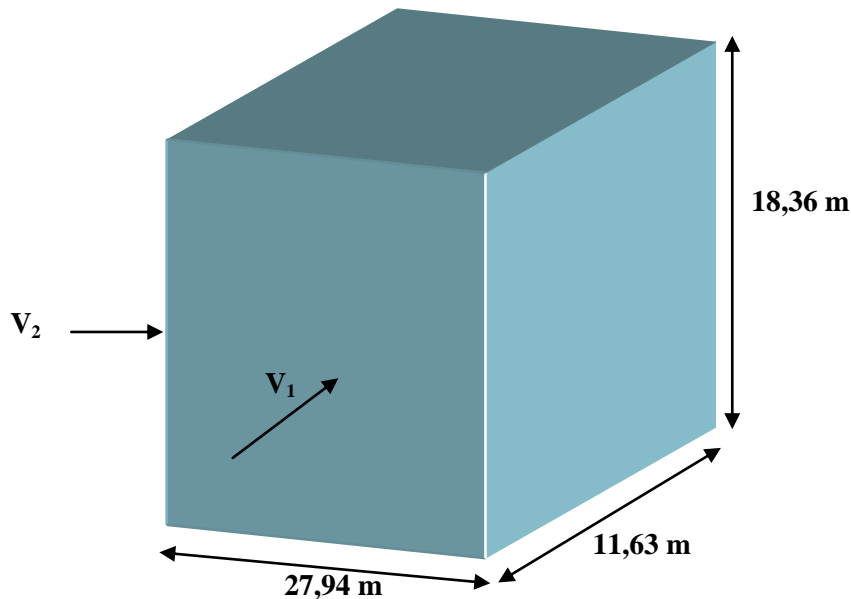


Figure 55: Action du vent sur l'ouvrage.

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

a. Détermination du coefficient dynamique C_d

Données relatives au site :

Les différentes caractéristiques de site sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau 84: Caractéristiques du site.

$q_{\text{réf}}$ (N / m^2)	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	C_t (Z)
375	0,17	0,01	2	1

Les tableaux 77 Et 78, donnent la valeur de coefficient dynamique C_d suivant les deux sens V_1 et V_2 .

❖ Sens du vent V1

Tableau 85: valeur de Cd suivant le sens V1.

h (m)	b (m)	Cd
18,36	27,94	0,92

❖ Sens du vent V2

Tableau 86: valeur de Cd suivant le sens V2.

h (m)	b (m)	Cd
18,36	11,63	0,95

b. Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

Tableau 87: La valeur de q_{dyn} en fonction de z_j .

z_j	C_r	C_e	q_{dyn}
1,53	0,90	1,88	705
4,59	1,04	2,31	866,25
7,65	1,12	2,58	967,5
10,71	1,18	2,79	1046,25
13,77	1,22	2,94	1102,5
16,83	1,26	3,08	1155

c. Détermination des coefficients de pression C_p

❖ Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieur : $C_{pi} = 0,8$ et $-0,5$.

❖ Coefficient de pression extérieur C_{pe}

Le coefficient de pression dynamique dépend de la surface chargée de la paroi considérée.

✚ Les parois verticales

Sens du vent V1

$b = 27,94$ m, $d = 11,63$ m, $h = 18,36$ m.

Tableau 88: Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.

ZONE	A	B	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	+0.8	-0.3

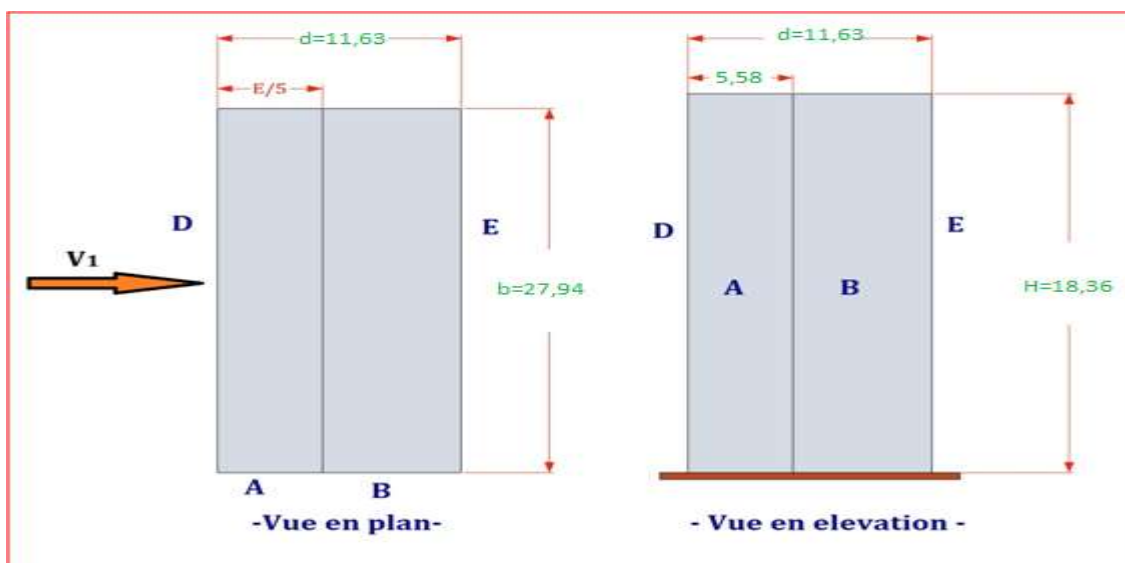


Figure 56: Légende pour paroi verticale suivant le sens V1.

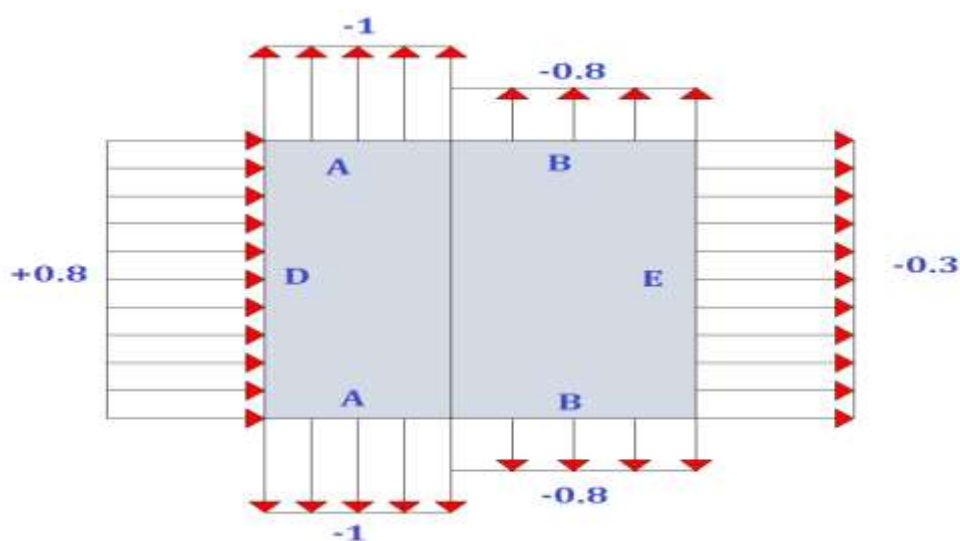


Figure 57: La distribution de Cpe pour les différentes zones de la paroi verticale sens V1.

Sens du vent V2

$b = 11,63 \text{ m}$, $d = 27,94 \text{ m}$, $h = 18,36 \text{ m}$.

Tableau 89: Les valeurs de Cpe pour les parois verticales.

Zone	A	B	C	D	E
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

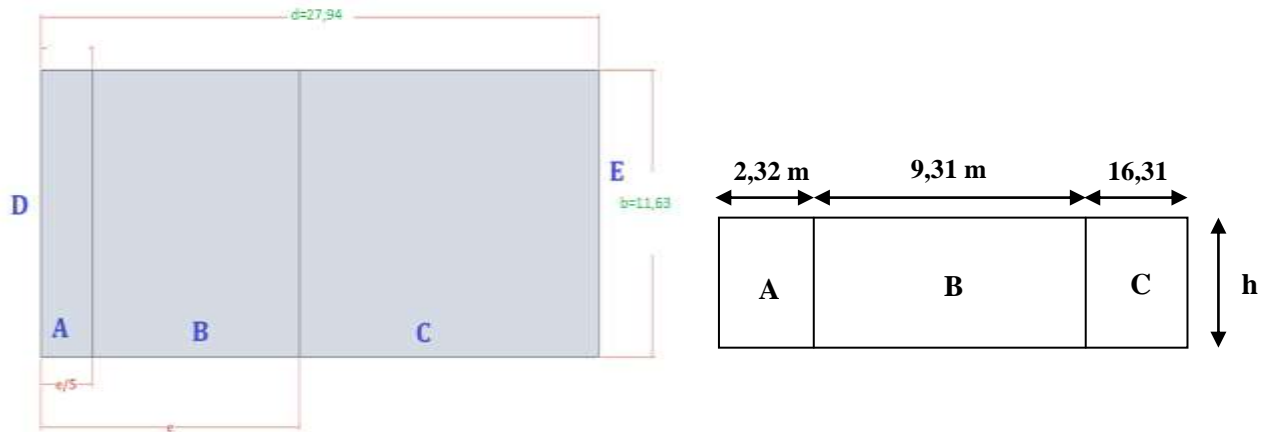


Figure 58: légende pour paroi verticale dans le sens V2.

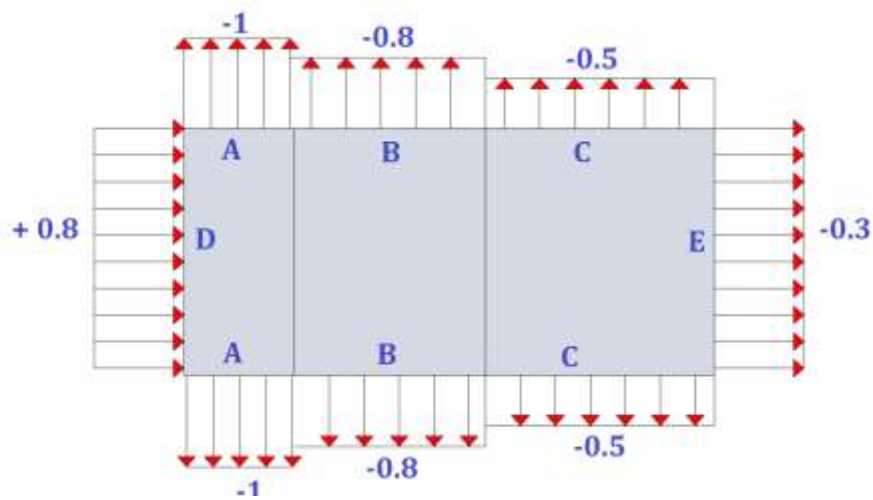


Figure 59: La distribution de Cpe pour les différentes zones de la paroi verticale sens V2.

❖ Toiture

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°, il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure 48.

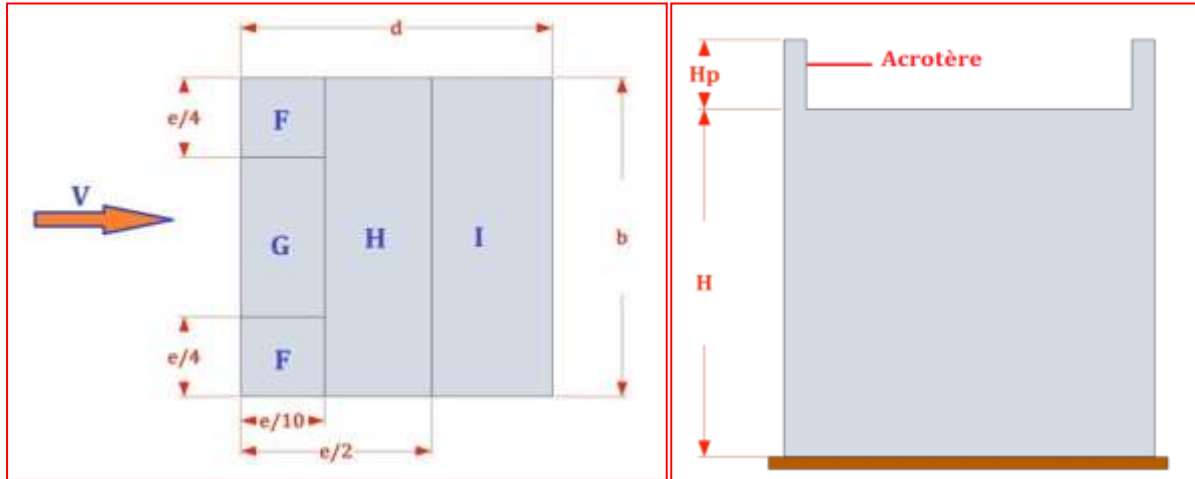


Figure 60: La légende pour la toiture.

Sens du vent V1

D'après le tableau des coefficients de pression extérieure :

$$e=27,94\text{m et } \rightarrow \frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{18,36} = 0,032$$

Utilisant la formule de Taylor-Young au premier ordre par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h = 0.025(a)$ et $h_p/h = 0.05(b)$ donné par le tableau (5.2 Chap5 p66 de NV99)

Pour déterminer **Cpe**

$$(x) = ya + (x - xa) \frac{(yb - ya)}{(xb - xa)} \text{ on aura } f(0.032) = 0.2yb + 0.8ya$$

Tableau 90: les valeurs de Cpe pour la terrasse sens V1.

ZONE	F	G	H	I
Cpe	-1.56	-1.06	-0.7	±0.2

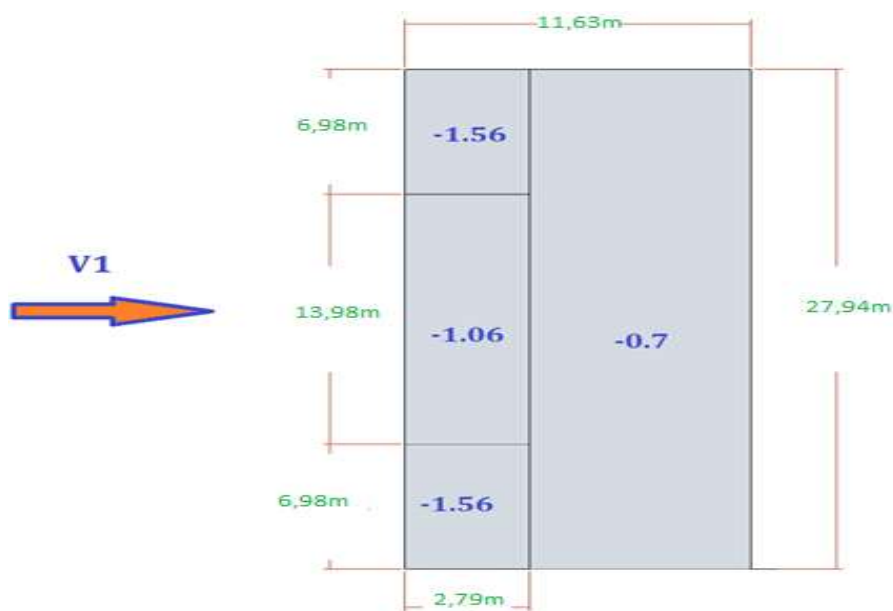


Figure 61: légende pour la toiture plate dans le sens du vent V1.

Sens du vent V2 e =11,63m

D'après le tableau des coefficients de pression extérieur on obtient les valeurs résumé dans le tableau ci-dessous.

Tableau 91: les valeurs de Cpe pour la terrasse sens V2.

ZONE	F	G	H	I
Cpe	-1.24	-0,47	-0.7	±0.2

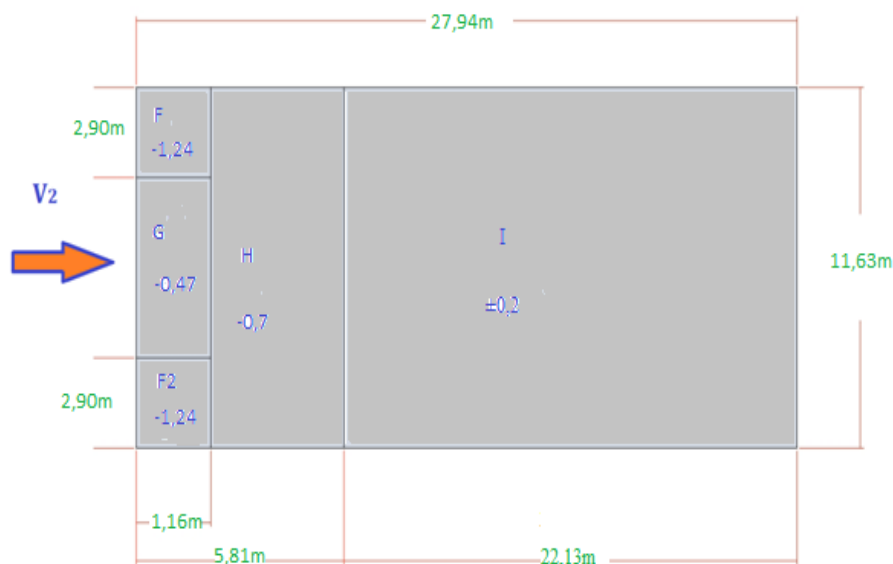


Figure 62: légende pour la toiture plate dans le sens V2.

d. Détermination de la pression statique due au vent

$$q_j = C_{dx} W (z_j)$$

C_d : est le coefficient dynamique de la construction ;

W : est la pression nette exerce sur l'élément de surface j calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j , $W (z_j)$ est donnée par la formule suivante :

$$W (z_j) = q_{dyn} (z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

D'où : $q_j = C_d \times q_{dyn} (z_j) \times C_p$

❖ **Parois verticales**

- **Sens du vent V1**

Tableau 92: les valeurs de la pression statique q_j pour la paroi verticale dans le sens V1.

	A'		B'		D		E	
C_d	0,92		0,92		0,92		0,92	
C_{pe}	-1		- 0,8		+0,8		-0,3	
C_{pi}	+0,8	- 0,5	+0,8	- 0,5	+0,8	- 0,5	+0,8	- 0,5
$C_{p\ net}$	-1,8	- 0,5	-1,6	-0,3	0	+1,3	-1,1	+0,2
$q_{dyn} (N/m^2)$ $z = 1,53\ m$	705		705		705		705	
$q_j (N/m^2)$ $z = 1,53\ m$	-1167,48	-324,3	-1037,76	-194,58	0	843,18	-713,46	129,72
$q_{dyn} (N/m^2)$ $z = 4,59\ m$	866,25		866,25		866,25		866,25	
$q_j (N/m^2)$ $z = 4,59\ m$	-1434,51	-398,47	-1275,12	-239,08	0	1036,03	-876,64	159,39
$q_{dyn} (N/m^2)$ $z = 7,65\ m$	967,5		967,5		967,5		967,5	
$q_j (N/m^2)$ $z = 7,65\ m$	-1602,18	-445,05	-1424,16	-267,03	0	1157,13	-979,11	178,02
$q_{dyn} (N/m^2)$ $z = 10,71\ m$	1046,25		1046,25		1046,25		1046,25	
$q_j (N/m^2)$ $z = 10,71\ m$	-1732,59	-481,27	-1540,08	-288,76	0	1251,31	-1058,80	192,51
$q_{dyn} (N/m^2)$ $z = 13,77\ m$	1102,5		1102,5		1102,5		1102,5	

$q_j = (\text{N/m}^2)$ $z = 13,77\text{m}$	-1825,74	-507,15	-1622,88	-304,29	0	1318,59	-1115,73	202,86
$q_{\text{dyn}} (\text{N/m}^2)$ $z = 16,83\text{m}$	1155		1155		1155		1155	
$q_j (\text{N/m}^2)$ $z = 16,83\text{m}$	-1912,68	-531,3	-1700,16	-318,78	0	1381,38	-1168,86	212,52

Sens du vent V2Tableau 93: les valeurs de la pression statique q_j pour parois verticale dans le sens v2.

	A		B		C		D		E	
C_d	0,95		0,95		0,95		0,95		0,95	
C_{pe}	-1		-0,8		-0,5		+0,8		-0,3	
C_{pi}	+0,8	-0,5	+0,8	-0,5	+0,8	-0,5	+0,8	-0,5	+0,8	-0,5
$C_{p\ net}$	-1,8	-0,5	-1,6	-0,3	-1,3	0	0	1,3	-1,1	+0,2
q_{dyn} (N/m ²) z = 1,53 m	705		705		705		705		705	
q_j (N/m ²) z = 1,53 m	-1205,55	-334,87	-1071,6	-200,92	-870,67	0	0	870,67	-736,72	133,95
q_{dyn} (N/m ²) z = 4,59 m	866,25		866,25		866,25		866,25		866,25	
q_j (N/m ²) z = 4,59 m	-1481,28	-411,46	-1316,7	-246,88	-1069,81	0	0	1069,81	-905,23	164,58
q_{dyn} (N/m ²) z = 7,65 m	967,5		967,5		967,5		967,5		967,5	
q_j (N/m ²) z = 7,65 m	-1654,42	-459,56	-1470,6	-275,73	-1194,86	0	0	1194,86	-1011,03	183,82
q_{dyn} (N/m ²) z = 10,71 m	1046,25		1046,25		1046,25		1046,25		1046,25	

q_j (N/m²) z = 10,71m	-1789,08	-496,96	-1590,3	-298,18	-1292,11	0	0	1292,11	-1093,33	198,78
q_{dyn} (N/m²) z=13,77m	1102,5		1102,5		1102,5		1102,5		1102,5	
q_j (N/m²) z=13,77m	-1885,27	-523,68	-1675,8	-314,21	-1361,58	0	0	1361,58	-1152,11	209,47
q_{dyn} (N/m²) z = 16,83m	1155		1155		1155		1155		1155	
q_j (N/m²) z = 16,83m	-1975,05	-548,62	-1755,6	-329,17	-1426,42	0	0	1426,42	-1206,97	219,45

❖ Toiture

Sens du vent V1

Tableau 94: les valeurs de la pression statique q_j pour toiture plate dans le sens V1.

	F _{1,2}		G		H	
C_d	0,92		0,92		0,92	
C_{pe}	-1,56		-1,06		-0,7	
C_{pi}	+0,8	-0,5	+0,8	-0,5	+0,8	-0,5
C_{p net}	-2,36	-1,06	-1,86	-0,56	-1,5	-0,2
q_{dyn} (N /m²) z = 16,83 m	1155		1155		1155	
q_j (N /m²) z = 16,83 m	-2507,73	-1126,35	-1976,43	-595,05	-1593,9	-212,52

Sens de vent V2

Tableau 95: les valeurs de la pression statique q_j pour toiture plate dans le sens v2.

	F _{1,2}		G		H		I		I	
C_d	0,95		0,95		0,95		0,95		0,95	
C_{pe}	-1,24		-0,47		-0,7		+0,2		-0,2	
C_{pi}	+0,8	-0,5	+0,8	-0,5	+0,8	-0,5	+0,8	-0,5	+0,8	-0,5
C_{p net}	-2,04	-0,74	-1,27	0,03	-1,5	-0,2	-0,6	0,7	-1	0,3
q_{dyn} (N/m²) z = 16,83 m	1155		1155		1155		1155		1155	
q_j (N/m²) z = 16,83 m	-2238,39	-811,96	-1393,50	32,91	-1645,87	-219,45	-658,35	768,07	-1097,25	329,17

e. Calcul des forces des frottements

Cette étape, pour but de tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

Les constructions pour lesquelles les fores de frottement doivent être calculées sont celles

pour lesquelles soit : le rapport $\frac{d}{b} \geq 3$, soit : le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$.

Dans notre structure la condition n'est pas vérifiée donc il n'y a pas de force de frottement.

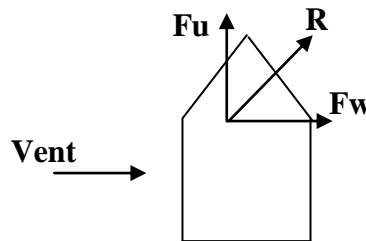
f. Force résultante

✓ **Formule générale**

✓ **La force résultante**

La force résultante **R** se décompose en deux (02) forces :

- Une force globale horizontale **Fw**, qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de l'horizontale des forces appliquées à la toiture.
- Une force de soulèvement **Fu** qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.



La force résultante **R** est donnée par : $\mathbf{R} = \sum(\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_j) + \sum \mathbf{F}_{rj}$.

Où:

\sum : La somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

q_j : Pression du vent exerce sur l'élément de surface "j".

S_j : Aire de l'élément de surface "j".

F_{fj} Forces de frottement.

Le tableau suivant regroupe les résultats obtenus :

Tableau 96: les valeurs de la force résultante Rx et Ry.

Z _j (m)	S _j (x- x) (m ²)	S _j (y- y) (m ²)	q _{dyn} (N/m ²)	q _j (x)	q _j (y)	R _(x) (N)	R _(y) (N)
1,53	42,74	17,79	705	-1167,48	-1205,55	-49898,09	-21446,73
4,59	85,49	35,58	866,25	-1434,51	-1481,28	-122636,25	-52703,94
7,65	85,49	35,58	967,5	-1602,18	-1654,42	-136970,36	-58864,26
10,71	85,49	35,58	1046,25	-1732,52	-1789,08	-148113,13	-63655,46
13,77	85,49	35,58	1102,5	-1825,74	-1885,27	-156082,51	-67077,90
16,83	85,49	35,58	1155	-2507,73	-2238,39	-214385,83	-79641,91

R(x) = -828086,17 N

R(y) = -343390,2 N

Conclusion

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.

❖ **La neige**

✓ **Calcul des charges de la neige**

Le RNV2013 définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface. Située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. La charge de la neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture est donnée selon le RNV2013 par la formule suivante :

$$S = S_K \cdot \mu \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Avec :

S_K: charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et la zone de neige

μ : coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture plate

La zone de notre projet zone (A) pour la neige

$$S_K = \frac{0,07xH+15}{100}$$

H : l'altitude par rapport au niveau de la mer en (m) =519m

$$S_K = \frac{0,07 \times 519 + 15}{100} = 0,51 \text{ KN/m}^2$$

La pente de notre construction est très faible ($0 < \alpha < 15$)

Selon le tableau 6.1 du RNVA99 on prend la valeur $\mu = 0,8$

La charge S est donc : $S = 0,51 \times 0,8 = 0,41 \text{ KN/m}^2$

VIII.3. Pré dimensionnement des éléments de la structure

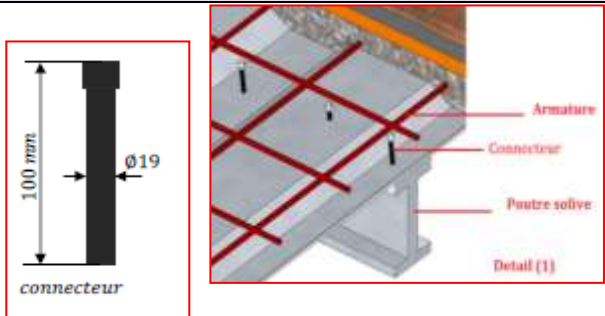
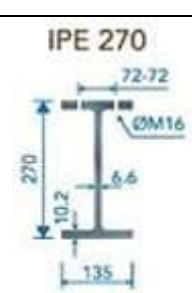
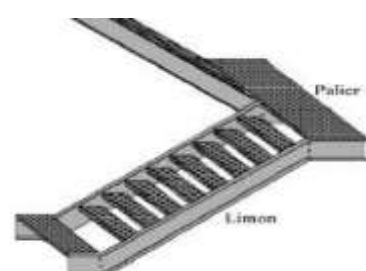
❖ **Les caractéristiques de l'acier**

Tableau 97: Les caractéristiques de l'acier.

fu(Mpa)	Fy (Mpa)	E(Mpa)	V	G(Mpa)
360	235	210000	0,3	81000

Les dimensions des différents éléments de la structure métallique sont dans le tableau ci-dessous.

Tableau 98: Les dimensions des différents éléments de la structure.

Eléments		Dimensions	Schéma
Plancher collaborant		<p>Tôle TN40</p> <p>Dalle B.A e=8cm</p> <p>Connecteurs = 8</p> <p>Diamètre d = 19 mm</p> <p>Hauteur h = 100mm</p>	
Poutres	Principale	IPE270	
	Secondaire (Solives)	HEA180 IPE140 (solive)	
Escaliers		<p>Marches L 40x40x4</p> <p>Limon UPN 120</p> <p>Poutre palière IPE160</p>	

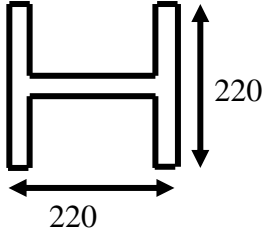
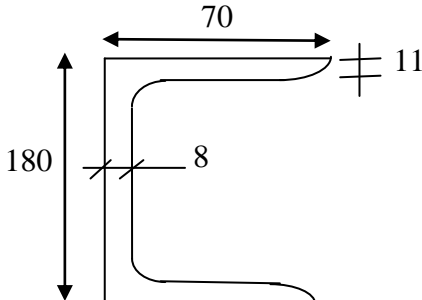
<p>Poteaux</p>	<p>HEA220</p>	
-----------------------	----------------------	--

Tableau 99: Les dimensions des profilés des systèmes de contreventement.

Type de contreventement	Palée de contreventement	
<p>Contreventement en V inversé</p>	<p>Double UPN180</p>	

N.B : les différentes dimensions des éléments ont été calculées en respectant les conditions de l’RPA 99 / version 2003, les différents documents techniques réglementaires DTR.BC.2.44 (C M97).

VIII.4. Etude dynamique

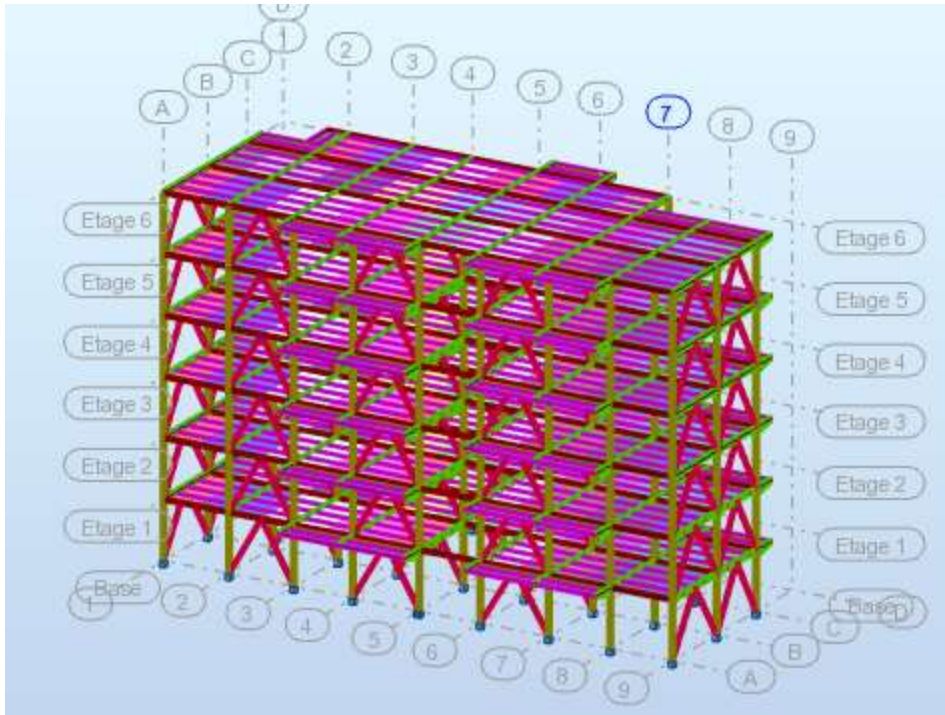


Figure 63: Modèle 3D de bâtiment sur ROBOT.

- ❖ Méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ Calcul de l'excentricité

Le tableau suivant représente le centre de masse et centre de torsion ainsi que la masse total de la structure obtenue à partir de fichier résultat de l'analyse par le logiciel Robot Structural.

Tableau 100: Masse, Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage.

Story	Masse (KN)	Centre de masse (m)		Centre de torsion(m)		Excentricité (m)	
		X _G	Y _G	X _C	Y _C	e _x	e _y
5 ^{eme} Etage	1640,34	13,60	5,11	13,42	5,34	0,18	0,24
4 ^{eme} Etage	1585,75	13,53	5,21	13,42	5,34	0,12	0,13
3 ^{eme} Etage	1585,75	13,53	5,21	13,42	5,34	0,12	0,13
2 ^{eme} Etage	1585,75	13,53	5,21	13,42	5,34	0,12	0,13
1 ^{er} Etage	1585,75	13,53	5,21	13,42	5,34	0,12	0,13
RDC	1585,75	13,53	5,21	13,42	5,34	0,12	0,13
	W_t=9569,09 KN						

✓ **Calcul et vérification de l'excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par le RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan

du bâtiment : $e_a = \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x = 5\% \times 27,94 = 1,39 \text{ m} \\ e_{ay} = 5\%L_y = 5\% \times 11,63 = 0,58\text{m} \end{cases}$

Tableau 101: Vérification de l'excentricité accidentelle.

Selon X-X	$e_x < e_{acc}$
Selon Y-Y	$e_y < e_{acc}$
Vérification	c.v

❖ **Mode de vibration et participation massique**

Les résultats obtenus par le logiciel Robot Structural sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau 102: La participation massique.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées U_X [%]	Masses Cumulées U_Y [%]	Masse Modale U_X [%]	Masse Modale U_Y [%]
1	2,1	0,48	0	73,02	0	73,02
2	2,27	0,44	66,71	73,02	66,71	0
3	3,29	0,3	66,99	73,03	0,28	0,01
4	6,89	0,15	66,99	92,84	0	19,81
5	8,75	0,11	90,77	92,84	23,77	0

❖ **La période fondamentale de la structure**

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N = 18,36 \text{ m}$, $C_T = 0,05$ et $T = 0,05 \times (18,36)^{3/4} = 0,44 \text{ Sec}$

Selon le **RPA99V03** les valeurs de T_{dyn} calculées par le logiciel ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de **30%**.

$T_{reg} = 1,3 T_{RPA} = 1,3(0,44) = 0,57 \text{ Sec}$

Tableau 103: La période fondamentale de la structure.

	T _{DYN}	1.3 T _{RPA}	Vérification
Contreventé en V	0,48	0,57	C.V

Tableau 104: Les différents modes de la structure.

	Les modes	Masse modale U _X (%)	Masse modale U _Y (%)	Type de mode	Vérification
R=3	Mode 1	0	73,02	Translation	C.V
	Mode 2	66,71	0	Translation	C.V
	Mode 3	0,28	0,01	Rotation	C.V

❖ Calcul de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant :

$$V_t = \frac{S_a}{g} \times W_t \times \alpha_i$$

✓ Sens X-X

Tableau 105: Calcul de l'effort tranchant à la base dans le sens x.

Mode	Période	α _i	W	Sa/g	V _i
1	0,48	0	9569,09	0,165	0,00
2	0,44	66,71	9569,09	0,165	1053,28
3	0,3	0,28	9569,09	0,165	4,42
4	0,15	0	9569,09	0,165	0,00
5	0,11	23,77	9569,09	0,171	388,95

✓ Sens Y-Y

Tableau 106: Calcul de l'effort tranchant à la base dans le sens y.

Mode	Période	α _i	W	Sa/g	V _i
1	0,48	73,02	9569,09	0,165	1152,91
2	0,44	0	9569,09	0,165	0,00
3	0,3	0,01	9569,09	0,165	0,15
4	0,15	19,81	9569,09	0,165	312,78
5	0,11	0	9569,09	0,171	0,00

❖ **Combinaisons des réponses modales**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec } T_i \leq T_j \text{ et } r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$$

Dans le cas où tous les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, donc la

réponse totale est donné par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues

Dans le cas ou deux réponses modales sont indépendant, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Tableau 107: Vérification de l'indépendance des efforts modales.

Mode	Période	R	$10/10\sqrt{\xi_i \xi_j}$	Observation
1	0,48	0,916	0,995	Indépendant
2	0,44	0,681	0,995	Indépendant
3	0,3	0,5	0,995	Indépendant
4	0,15	0,733	0,995	Indépendant
5	0,11	0	0,995	Indépendant

$E_x = 1103,92 \text{ kN}$, $E_y = 852,06 \text{ Kn}$

❖ **Calcul des efforts sismiques et efforts tranchant le sens x-x $E_x = 1103,92 \text{ kN}$**

Tableau 108: Efforts sismiques et efforts tranchant dans sens x.

Niveaux	W(KN)	H(m)	W .H	F_i (KN)	V_{Kx} (KN)
RDC	1585,75	3,06	4852,39	52,05	1103,89
NIV1	1585,75	6,12	9704,79	104,11	1051,84
NIV2	1585,75	9,18	14557,18	156,16	947,73
NIV3	1585,75	12,24	19409,58	208,22	791,57

NIV4	1585,75	15,3	24261,97	260,27	583,35
NIV5	1640,34	18,36	30116,64	323,08	323,08
Total	9569,09		102902,55		

Sens Y-Y : $E_y = 852,06 \text{KN}$

Tableau 109: efforts sismiques et efforts tranchant dans sens y.

Niveaux	W(KN)	H(m)	W .H	F_i (KN)	V_{Kx} (KN)
RDC	1585,75	3,06	4852,39	40,17	852,02
NIV1	1585,75	6,12	9704,79	80,35	811,85
NIV2	1585,75	9,18	14557,18	120,53	731,5
NIV3	1585,75	12,24	19409,58	160,71	610,97
NIV4	1585,75	15,3	24261,97	200,89	450,26
NIV5	1640,34	18,36	30116,64	249,37	249,37
Total	9569,09		102902,55		

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,2}{3} \times 9569,09 = 1263,11 \text{KN}$$

❖ Vérification de la condition de l' RPA99/Version 2003

Tableau 110: Vérification de la condition de l' RPA99/Version 2003.

		$V_{\text{statique}}(\text{KN})$	$V_{\text{Dynamique}}(\text{KN})$	$0.8\% V_{\text{stat}}$	$0.8 V_{\text{stat}} < V_{\text{dyn}}$
Contreventé en V	Sens x-x	1210,86	1103,92	968,68	CV
	Sens y-y	1210,86	852,06	726,28	CV

❖ Résultats de la structure en charpente métallique

✓ Périodes propres

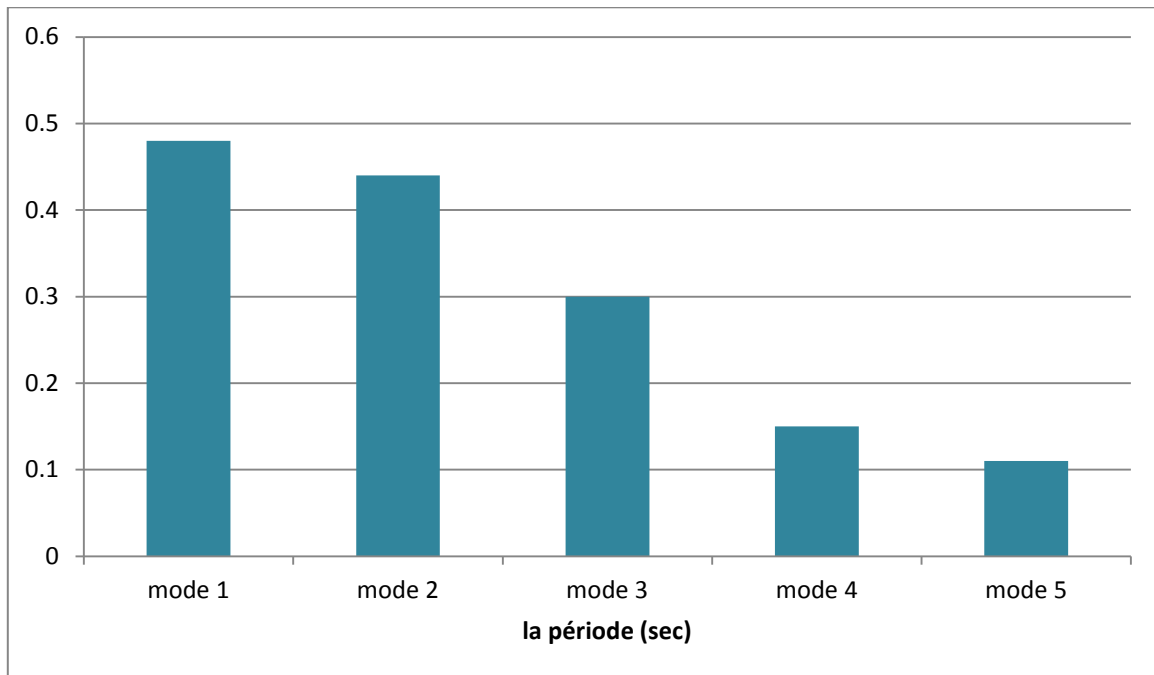


Figure 64: La variation des périodes fondamentales relative aux différents modes de vibration de la structure étudiée.

✓ Efforts tranchants

• Sens x-x

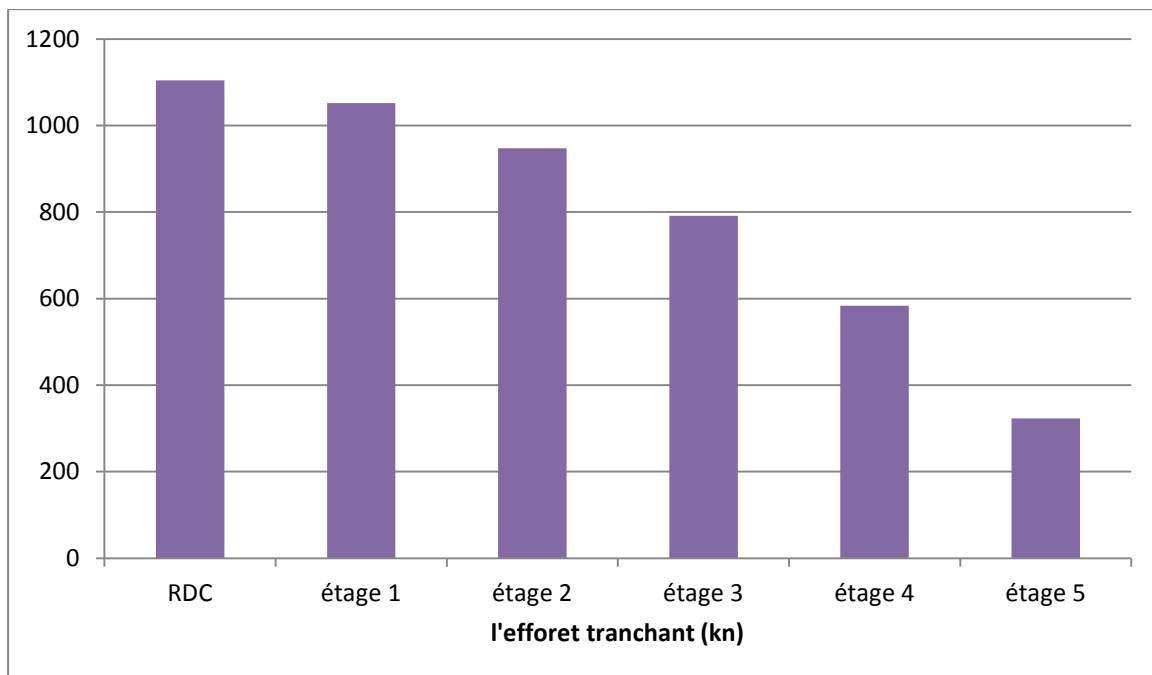


Figure 65: La variation de l'effort tranchant suivant le sens x-x.

- Sens y-y

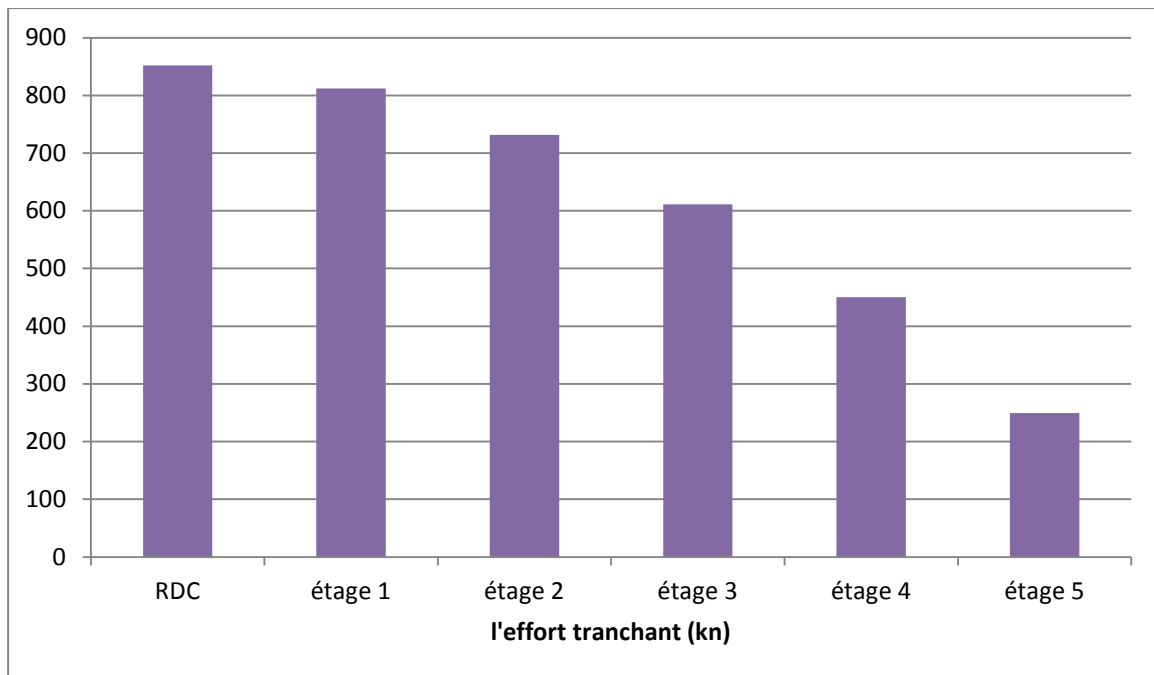


Figure 66: La variation de l'effort tranchant suivant le sens y-y.

- ✓ Force sismique

- Sens x

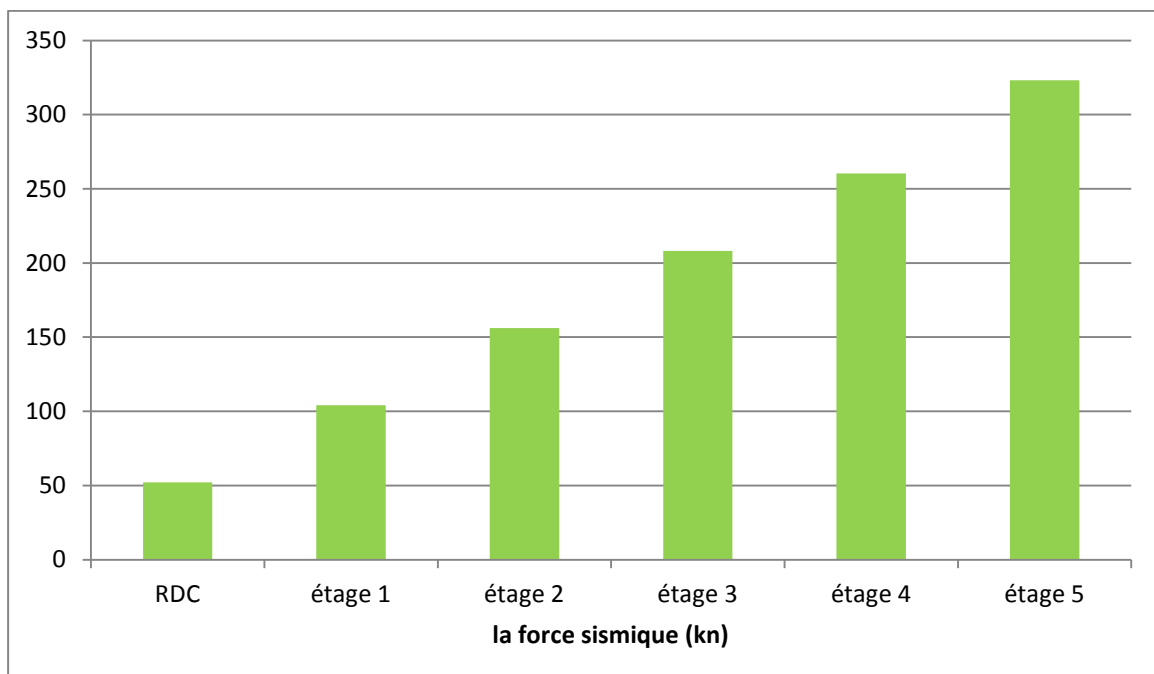


Figure 67: La variation de l'effort sismique suivant le sens x-x.

- Sens y-y

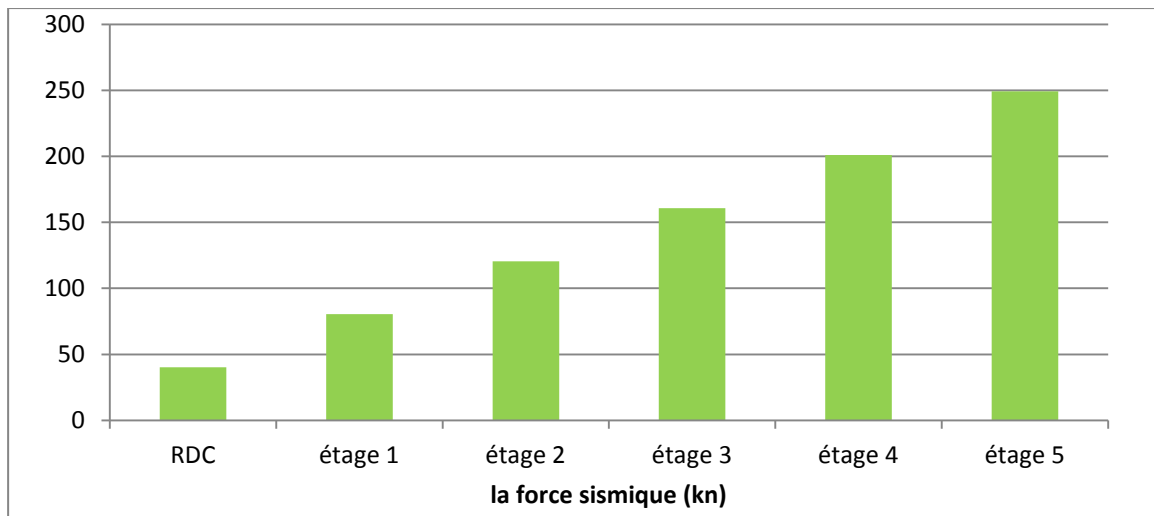


Figure 68: La variation de l'effort sismique suivant le sens y-y.

VIII.5. Etude comparative entre les deux cas (bâtiment en béton et bâtiment en charpente métallique)

❖ Périodes propres

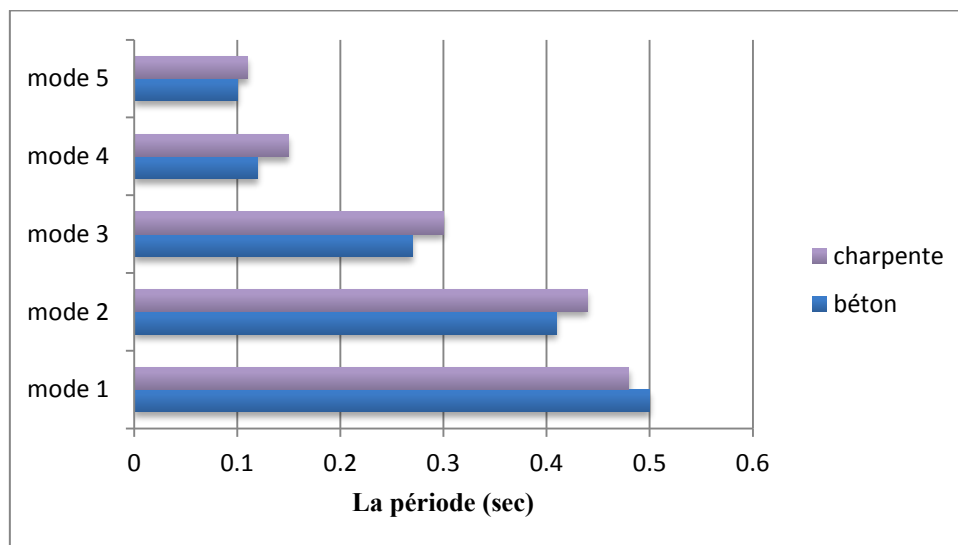


Figure 69: La variation des périodes fondamentales relative aux différents modes de vibration des structures étudiées.

En analysant le graphe de la période on constate une augmentation de la période à partir du deuxième mode de vibration de 15 % jusqu'au cinquième mode de vibration.

❖ Efforts tranchants

- Sens xx

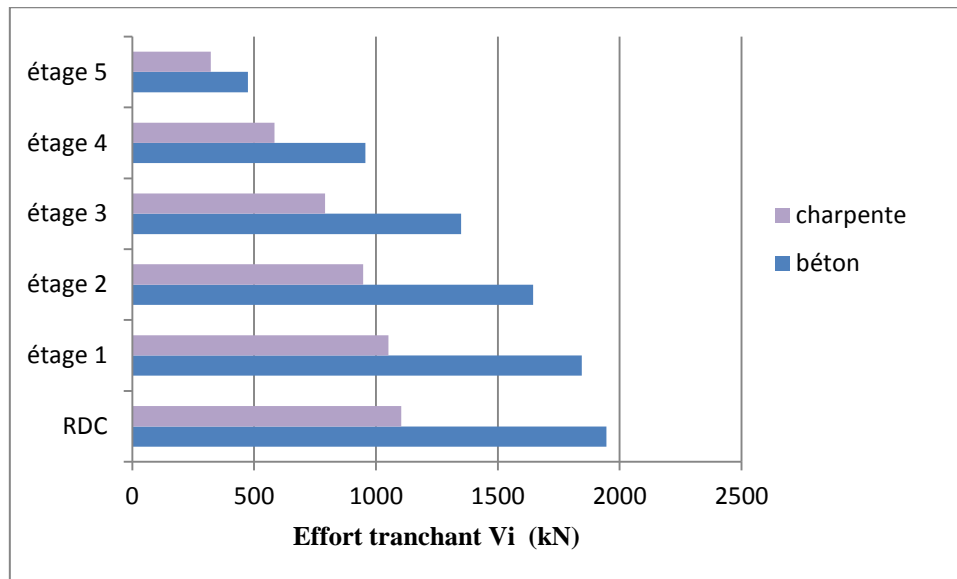


Figure 70: La variation de l'effort tranchant pour les deux structures suivant le sens x-x.

- Sens y-y

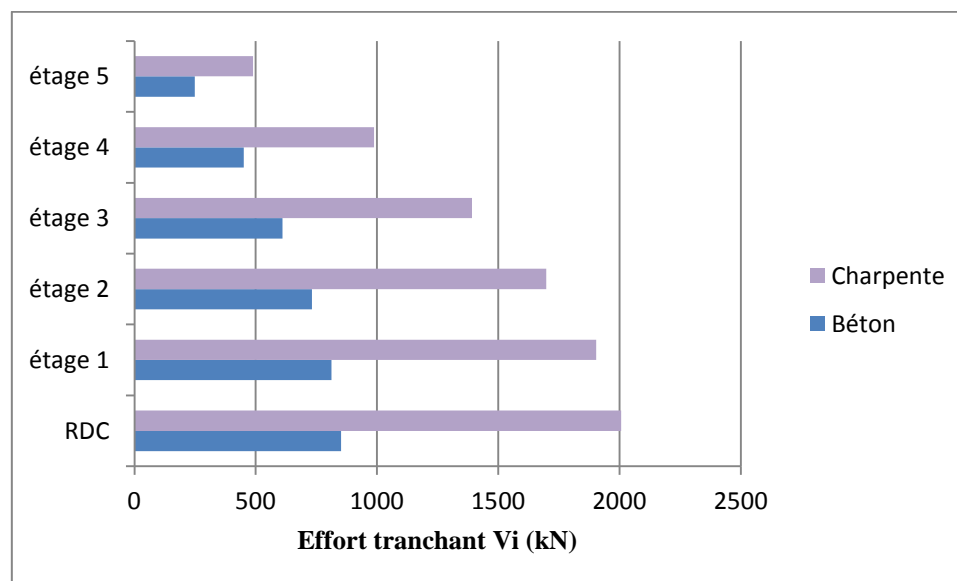


Figure 71: La variation de l'effort tranchant pour les deux structures suivant le sens y-y

Les figures 70 et 71, représente la variation de l'effort tranchant suivant les deux sens x-x et y-y, on remarque que suivant le premier sens une diminution considérable de 50 % pour la structure en charpente métallique, par contre suivant le deuxième sens c'est l'augmentation de l'effort tranchant pour le même type de structure.

❖ Effort sismique

- Sens x-x

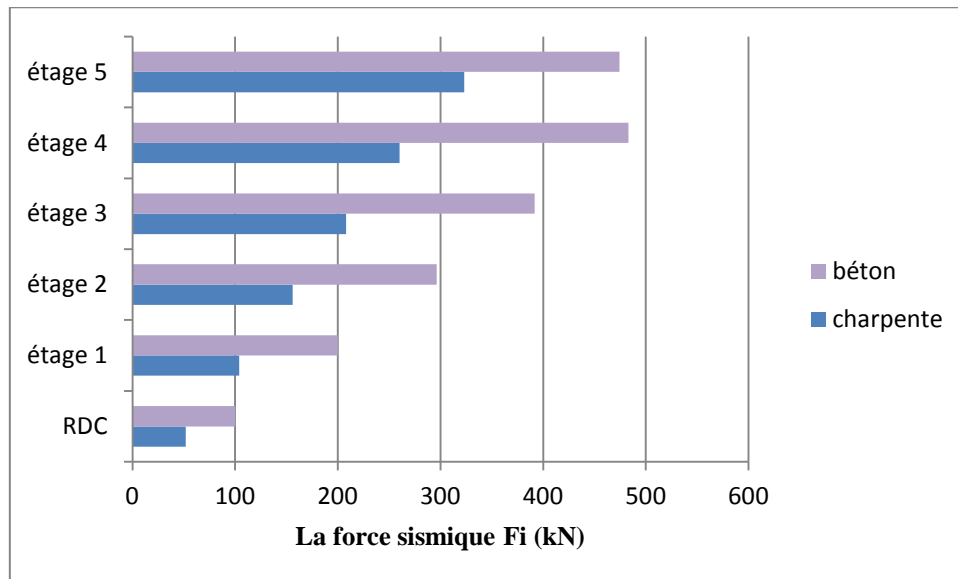


Figure 72: La variation de l'effort sismique pour les deux structures suivant le sens x-x.

- Sens y-y

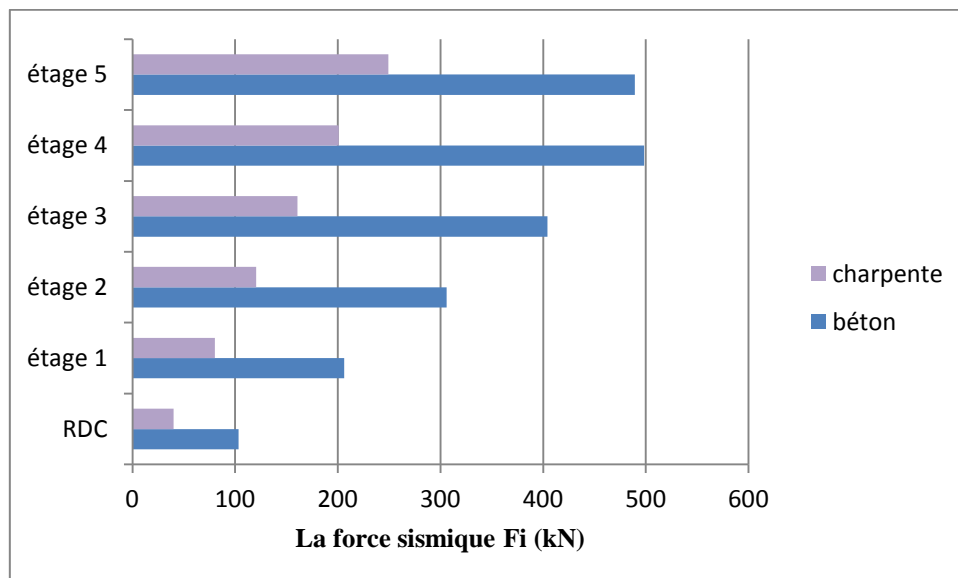


Figure 73: La variation de l'effort sismique pour les deux structures suivant le sens y-y.

Les figures 72 et 73, représente la variation de l'effort sismique suivant les deux sens x-x et y-y, on constate une diminution considérable de 50 % pour la structure en charpente métallique suivant les deux sens.

En analysant les résultats représentés dans les différentes figures ci-dessus, on constate que :

- Les périodes fondamentales, la différence est bien appréciée à partir de deuxième mode, tel qu'une augmentation de la période de la structure en charpente métallique, celui est dû à la flexibilité de cette dernière.
- Les efforts tranchants et les efforts sismiques, suivant les sens x-x et y-y on remarque une augmentation de l'effort tranchant V_{yy} et une diminution V_{xx} pour la structure en charpente métallique, Par contre l'effort sismique c'est l'inverse F_{xx} est plus faible par rapport F_{yy} . Car plusieurs paramètres influencent sur la variation de l'effort sismique et l'effort tranchant, tel que le système de contreventement ainsi que le poids des structures.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le travail présenté dans ce mémoire a été consacré à l'étude comparative entre structure en béton armé et charpente métallique vis-à-vis la réponse sismique, à savoir les portiques contreventés par voile ; et pour les constructions métalliques, les portiques autostable, les ossatures avec triangulations centrées en V inversé.

Les objectifs déclarés étaient d'évaluer le comportement de ces structures vis-à-vis des actions sismiques, notamment celles définies dans le règlement parasismique algérien (RPA2003), à savoir la méthode statique équivalente par effort tranchant à la base et dynamique par spectre de réponse élastique.

A la lumière des résultats obtenus, on peut tirer les conclusions suivantes :

Pour ce qui concerne les structures en béton armé :

- La chute relativement de la période de deuxième mode de vibration est remarquable pour du structure métallique vis à vis de celle la structure en béton contreventé par voile. En termes de rigidité la structure en voiles est plus rigide par rapport à la structure en charpente.
- La structure métallique en portique autostable est plus souple sous l'effet des actions sismique ce qui conduit à des déformations en terme de déplacement latéral et relatif très considérable par rapport à celui de l'autre structure avec contreventement en voile.
- Le critère de l'effort tranchant et sismique montre que les structure, suivant les sens x-x et y-y on remarque une augmentation de l'effort tranchant V_{yy} et une diminution V_{xx} pour la structure en charpente métallique, Par contre l'effort sismique c'est l'inverse F_{xx} est plus faible par rapport F_{yy} . Car plusieurs paramètres influences sur la variation de l'effort sismique et l'effort tranchant, tel que le système de contreventement ainsi que ainsi que le poids des structures.

*Références
bibliographiques*

Références bibliographiques

Pour l'élaboration de présent document nous avons utilisé :

❖ Règlements

- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93 « DTR-B 41»**.
- Règles parasismiques algériennes **R.P.A 99 « version 2003»**.
- Charges permanentes et charges d'exploitation **D.T.R-B.C2.2**.
- Règlement neige et vent **RNV version 2013 (DTR C2-47)**.

❖ Logiciels utilisés

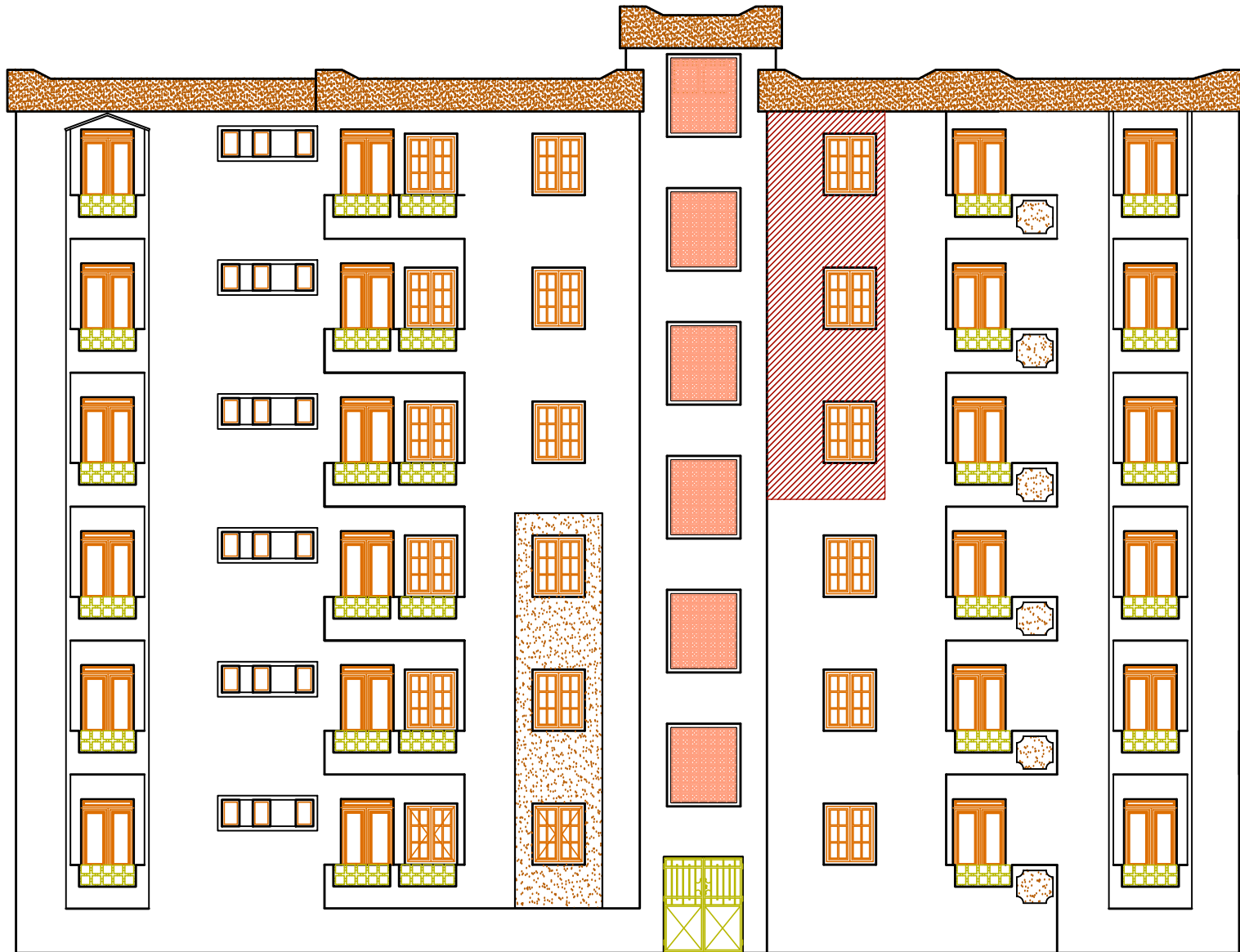
- ETABS.....Analyse des structures.
- AUTOCAD2009..... Dessin.
- ROBOT 2017..... Analyse des structures
- RDM6(pour le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants).

- EXCEL 2007.....Calcul
- WORD 2007.....Traitement du texte.

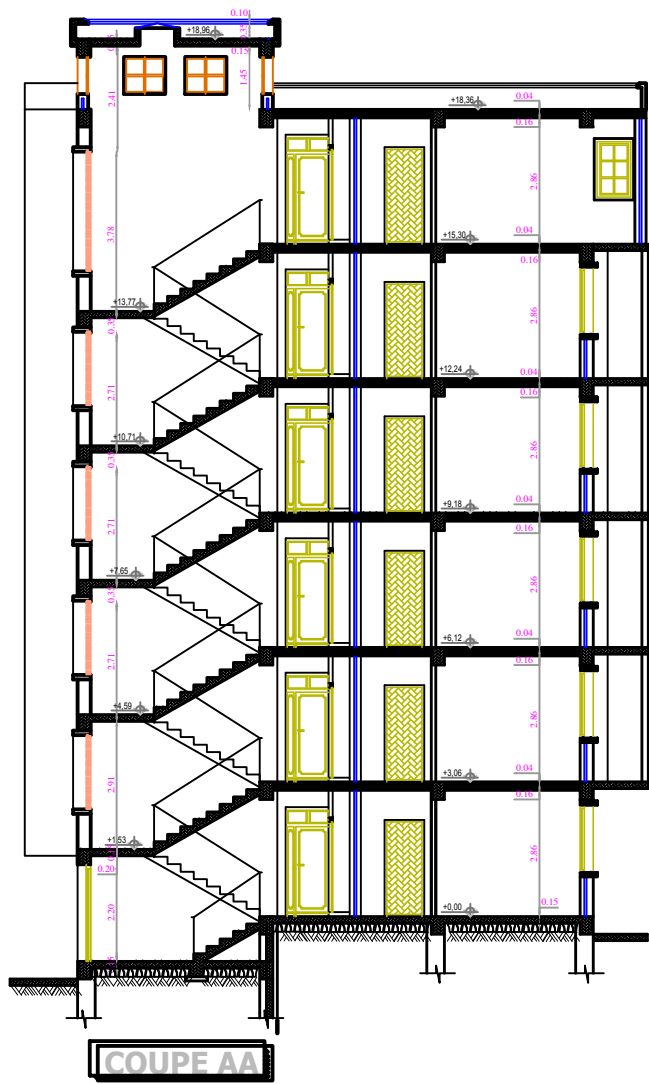
❖ Livres et Documents

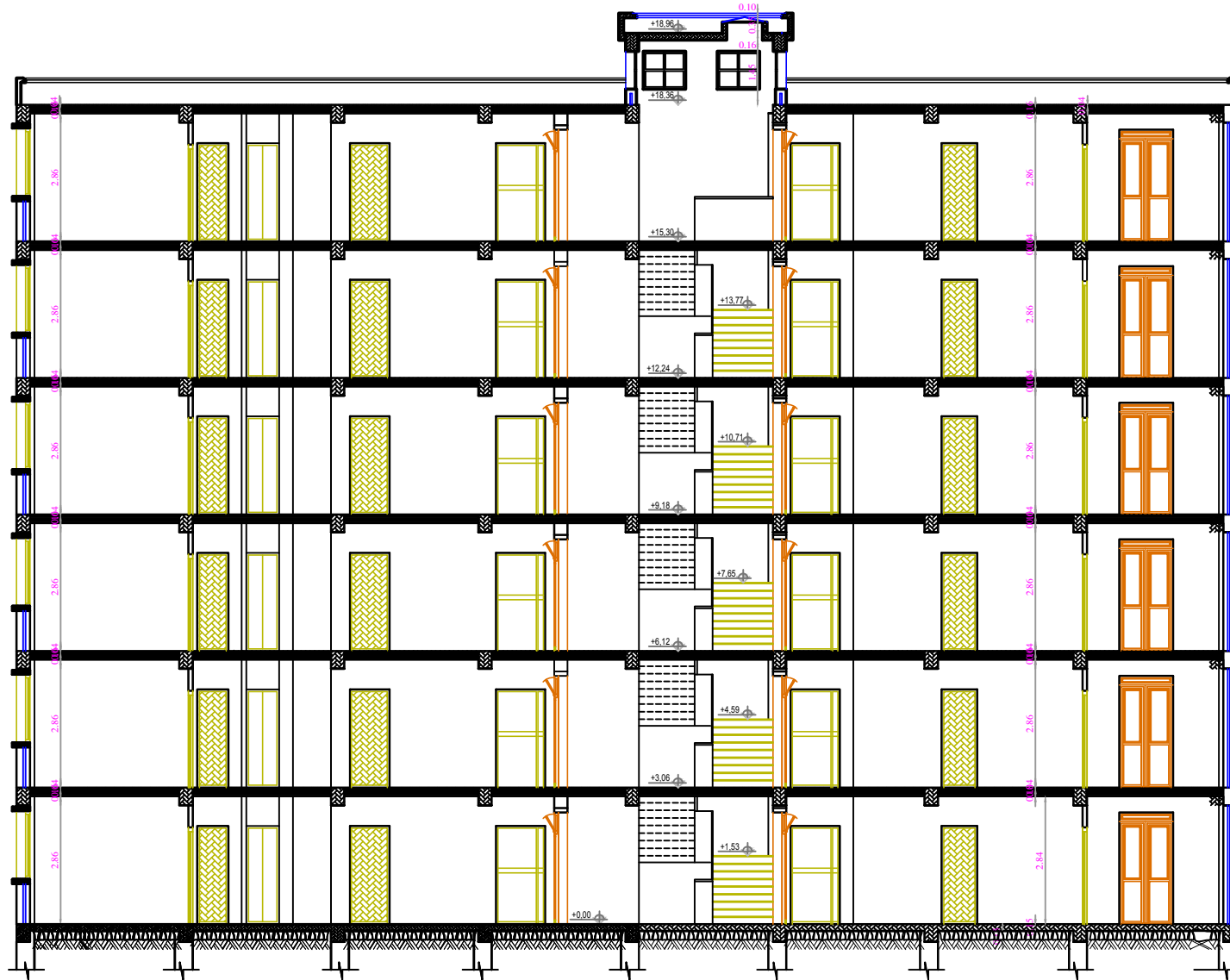
- Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés (Jean Perchât& Jean Roux, édition Eyrolles.)
- Formulaire de béton armé, fondations(V.Davidovici.Publicationdemoniteur1995)

Annexes

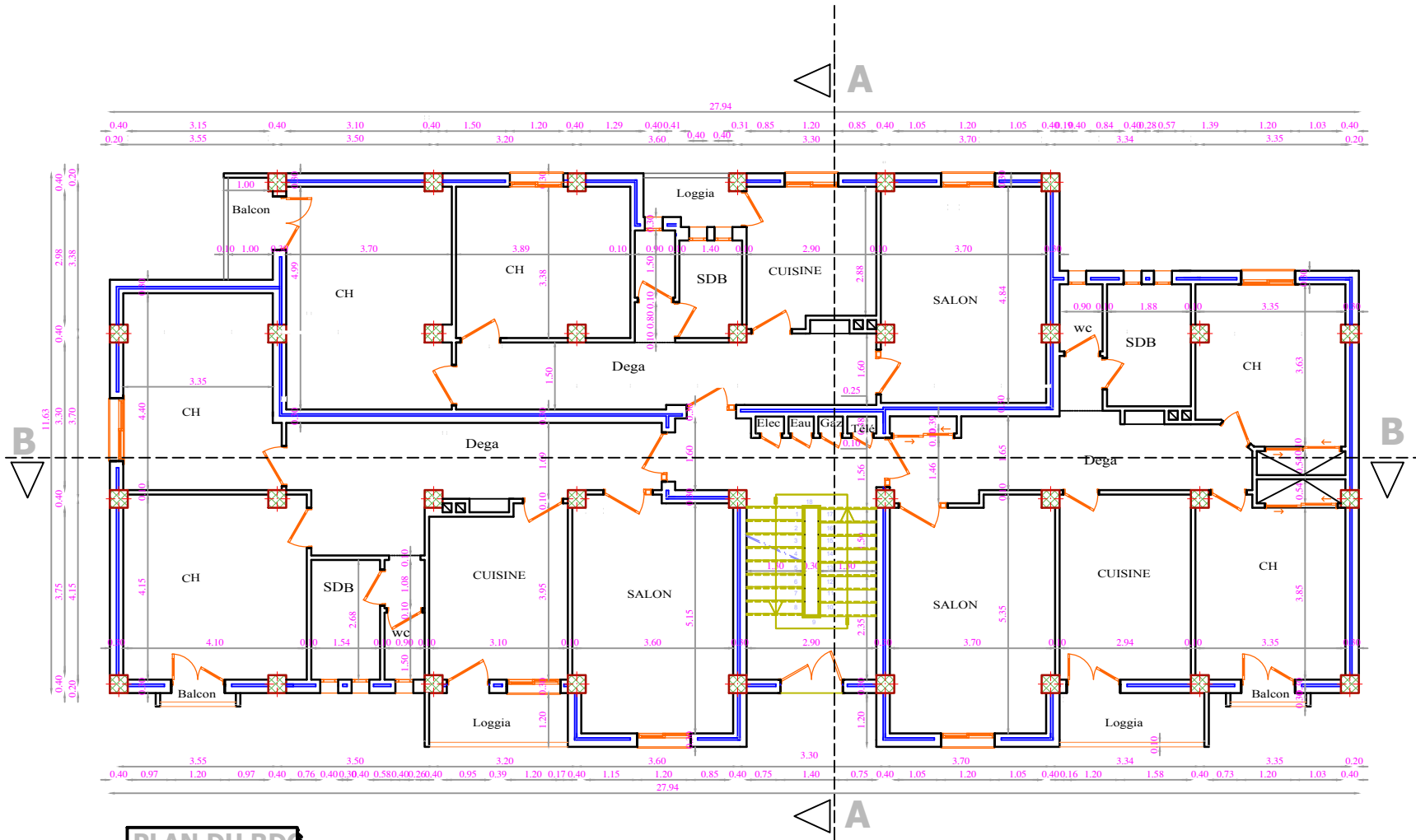


FAÇADE PRINCIPAL

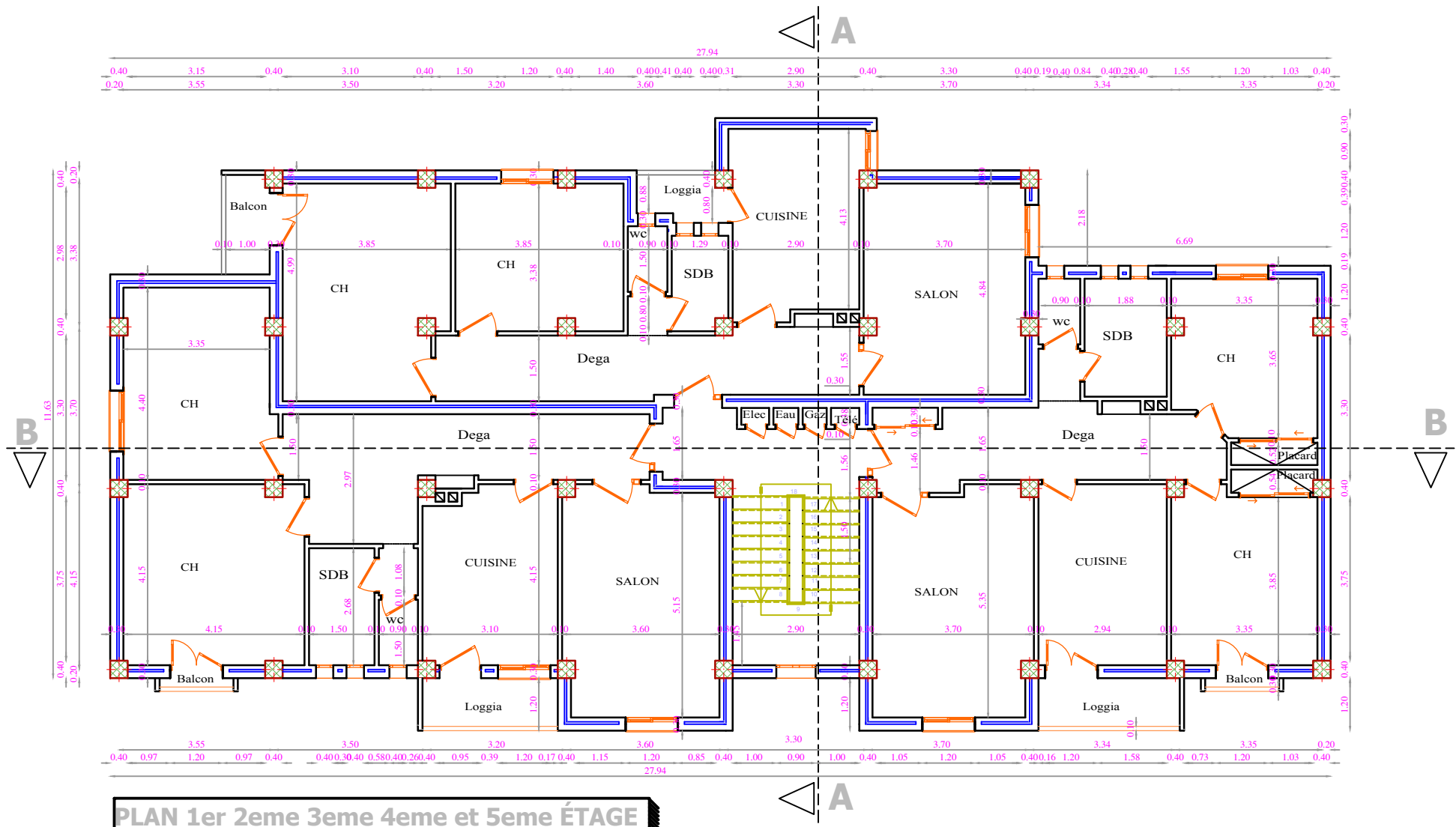




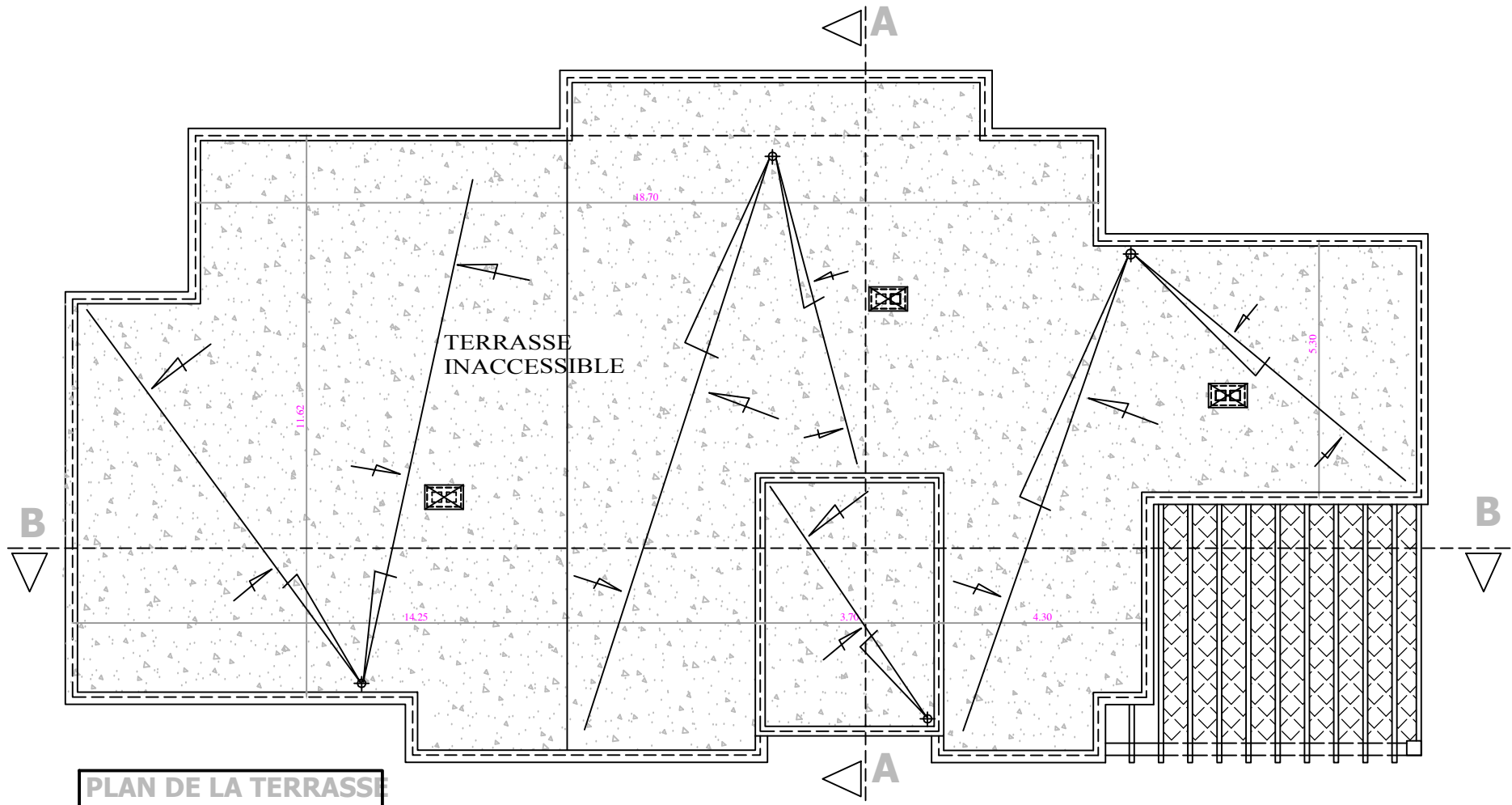
COUPE BE



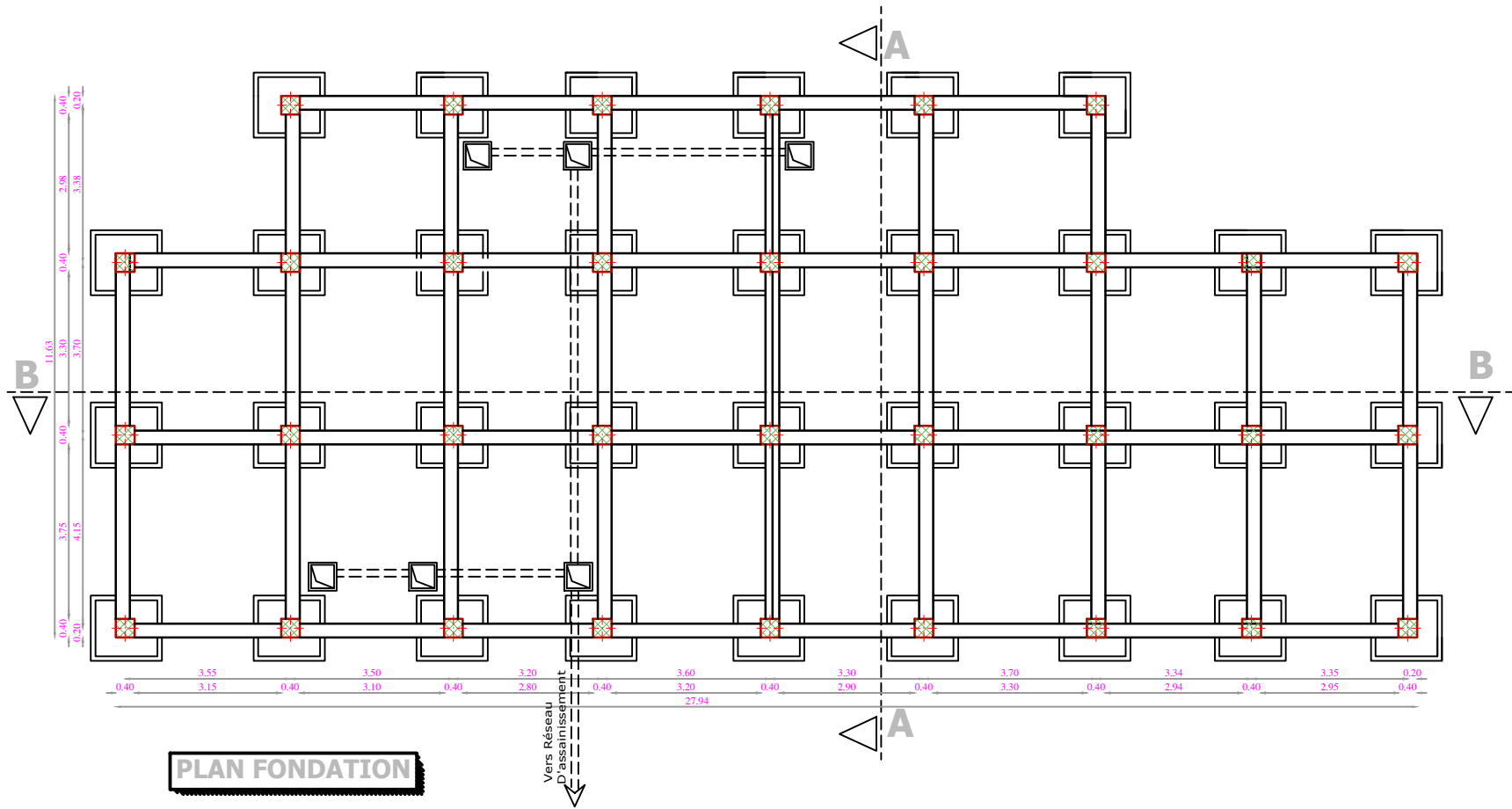
PLAN DU RDC



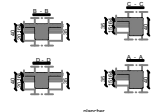
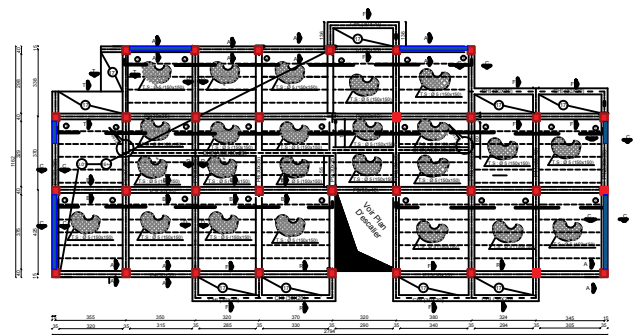
PLAN 1er 2eme 3eme 4eme et 5eme ÉTAGE



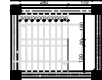
PLAN DE LA TERRASSE



PLAN FONDATION

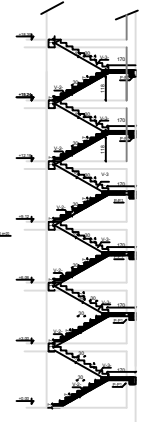


VUE EN PLAN ETAGE



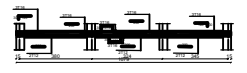
VOLEE -1

VOLEE -2



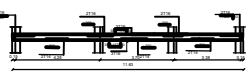
PROJET	
Etude comparative de la stabilité dynamique d'un bâtiment en charpente métallique et un bâtiment en béton armé	
TIRE DE PLANCHES	DATE
FERRAILLE: Eléments secondaires	2021

PS13(30x35)



PP6(30x40)

PP6(30x40)



PROJET	
Etude comparative de la stabilité dynamique d'un bâtiment en charpente métallique et un bâtiment en béton armé	
TIRE DE PLANCHES	DATE
FERRAILLE: poutres	2021

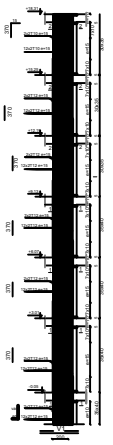
ELS:



ELU:

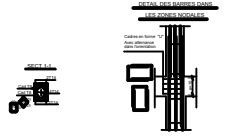
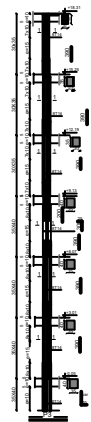


PROJET	
Etude comparative de la stabilité dynamique d'un bâtiment en charpente métallique et un bâtiment en béton armé	
TIRE DE PLANCHES	DATE
FERRAILLE: INFRASTRUCTURE	2021



(VU COUPE L-L)

PROJET	
Etude comparative de la stabilité dynamique d'un bâtiment en charpente métallique et un bâtiment en béton armé	
TIRE DE PLANCHES	DATE
FERRAILLE: voile	2021



PROJET	
Etude comparative de la stabilité dynamique d'un bâtiment en charpente métallique et un bâtiment en béton armé	
TIRE DE PLANCHES	DATE
FERRAILLE: poteaux	2021

Résumé

Ce mémoire présente l'étude de la stabilité sismique des structures en béton armé et en charpente métallique, en utilisant les méthodes d'analyse du règlement parasismique algérien (RPA), qui sont la méthode statique équivalente basée sur le premier mode fondamental de vibration et la méthode d'analyse modale spectrale basée sur un spectre de réponse normalisé. Les différents résultats obtenus font l'objet de comparaison à partir desquelles des conclusions sont tirées.

Cette étude est réalisée :

En premier par l'étude de cas des structures en béton armé tel qu'on a le cas de structure en voile-portique.

Par l'étude de cas des structures en charpente métallique avec une ossature autostable, contreventement en V inversé.

A la fin l'étude des résultats et conclure

Mots clés : structure en béton armé, structures en charpente métallique, comportement sismique.

Abstract

This thesis presents the study of the seismic stability of reinforced concrete and steel structures, using the analysis methods of the Algerian seismic regulations (RPA), which are the equivalent static method based on the first fundamental mode of vibration and the spectral modal analysis method based on a normalized response spectrum. The different results obtained are compared and conclusions are drawn.

This study is carried out:

Firstly, by studying the case of reinforced concrete structures such as the case of the portal frame structure.

By the case study of the steel frame structures with a self-supporting frame, inverted V-bracing.

At the end the study of the results and conclude

Key words: reinforced concrete structure, steel frame structure, seismic behavior.

المخلص

تقدم هذه الأطروحة دراسة الاستقرار الزلزالي لهياكل الخرسانة المسلحة وفي إطار معدني باستخدام طرق تحليل تنظيم الزلازل الجزائري (RPA)، وهي الطريقة الثابتة المكافئة بناءً على الوضع الأساسي الأول للاهتزاز وطريقة التحليل الطيفي النموذجي بناءً على طيف استجابة طبيعي. النتائج المختلفة التي تم الحصول عليها تخضع للمقارنة التي يتم استخلاص الاستنتاجات منها. تم إجراء هذه الدراسة:

أولاً من خلال دراسة حالة الهياكل الخرسانية المسلحة مثل حالة هيكل أعمدة + جدار مسلح.

من خلال دراسة الحالة لهياكل الإطار المعدني بإطار قائم بذاته، وتقوية V المقلوبة.

في نهاية الدراسة النتائج والاستنتاج

الكلمات المفتاحية: الهيكل الخرساني المسلح، هياكل الإطار المعدني، السلوك الزلزالي.