



Université Mohamed khider –Biskra

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Réf. :

Présenté et soutenu par :

EL BAR Khadîdja

Promotion: juin 2024

**Conception et modélisation d'un bâtiment à usage
d'habitation en R+15 à Contreventement
Mixte**

implanté à ORAN

Jury :

Encadreur : Dr. MECHKOURI Mohamed

Année universitaire : 2023 - 2024

Remerciements

Nous exprimons notre profonde gratitude envers le Tout-Puissant pour nous avoir accordé la santé et la détermination nécessaires pour débiter et achever ce mémoire.

*Ce travail n'aurait pas atteint une telle profondeur ni vu le jour sans l'accompagnement et le soutien inestimable de **Dr. MECHKOURI Mohamed**. Nous tenons à le remercier chaleureusement pour l'excellence de son encadrement, sa patience infinie, sa rigueur exemplaire et sa disponibilité constante tout au long de notre recherche.*

Nous adressons aussi une pensée reconnaissante à l'ensemble de nos professeurs pour leur générosité, leur patience et leur engagement, qui ont grandement contribué à notre éducation malgré un agenda académique et professionnel chargé.

Dédicaces

Je rends grâce à Allah, qui m'a doté de la capacité d'écrire, de réfléchir, ainsi que de la patience nécessaire pour poursuivre mes rêves jusqu'à leur réalisation. Je dédie ce travail modeste à celle qui m'a donné la vie, symbole de tendresse et de sacrifice, qui a œuvré sans relâche pour mon bonheur et ma réussite ma mère.

À mon père, le guide de mon enfance, qui a été mon pilier durant toutes ces années d'études, qui a veillé sur moi, m'a encouragé, soutenu et protégé, je dédie également ces pages. Que Dieu les garde et les protège.

À mon frère Abd ElHai, à ma sœur Nasrine, pour leur soutien indéfectible et leur amour inconditionnel. À tous ceux qui m'aiment et à tous ceux que j'aime, à tous ceux qui me sont chers (Aïcha et Hind), ce travail vous est dédié.

Résumé:

Cette mémoire de fin d'étude étudie un bâtiment à usage habitation (R+15) situé au niveau de la wilaya d'ORAN (*zoneIIa*) dans le groupe d'usage B1 et implanté dans une zone de moyenne sismicité selon **RPA 99 V 2003**. Ce bâtiment comprend une coupole et un système de contreventement mixte assuré par des voiles et portiques avec justification d'interaction portique / voile. On s'est penché sur le calcul des éléments structuraux de notre bâtiment, à travers sept chapitres présentant les étapes suivantes : le Pré dimensionnement, la descente de charge, le ferrailage des éléments secondaires l'étude dynamique, l'étude du vent, le ferrailage des éléments structuraux, et le calcul de l'infrastructure. Il faut souligner que la modélisation de la structure et le calcul des sollicitations a été à l'aide du logiciel Robot et en respectant quelques règlements, à savoir, le **BAEL 91** et **RPA99 version (2003)**, les **DTR** Algérien

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques des matériaux	
<hr/>	
I.1.Introduction.....	16
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	16
I.3.Caractéristiques géométriques et architecturales du bâtiment :.....	16
I.4.Données du site.....	17
I.5. Conception de la structure.....	17
I.6. Les Règlements de calculs.....	17
I.7. Hypothèse de calcul.....	18
I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	18
I.8.1. Béton.....	18
I.8.2 Les composants du béton.....	19
I.8.3 la Résistance du béton à la compression.....	19
I.8.4. Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3).....	20
I.8.5 Résistance à la traction : BAEL91 (Article A.1.2.12).....	21
I.8.6. Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1, 2).....	21
I.8.7.Module de déformation transversale du béton : BAEL91 (A.2.1,2).....	21
I.8.8.Contraintes limites	22
I.9.Acier.....	24
I.9.1. Diagramme déformation-contrainte : (B.A.E.L. 4.3,2).....	25
I.9.2. Vérification des armatures à l'état limite de service.....	25
I.10. Les actions et sollicitations et Etats limites.....	26
I.10.1 Les actions.....	26
I.10.2. Etats limites.....	27
I.10.3. Les Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	27
<hr/>	
Chapitre II: Pré dimensionnement Des Eléments Et Descente Des Charge	
<hr/>	
II.1. Introduction.....	30
II.2. Les poutres.....	30
II.2.1. Les poutres principales.....	30
II.2.1.1. Vérification selon le R.P.A 99 versions 2003 article 7.5.1.....	30

II.2.2. Les poutres secondaires.....	31
II.2.2.1. Vérification selon le R.P.A 99 versions 2003 article 7.5.1.....	32
II.3. Les poteaux.....	33
II.3.1 Vérification de l'effort normal selon l'article (7.4.3.1) du R.P.A 2003....	33
II.3.2. Vérification de l'effort normal l'article (B.8.4.1) du CBA93 (article B.8.11) ...	34
II.3.3. Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité.....	34
II.4. Les escaliers.....	34
II.4.1. Calcul du dimensionnement (g, h).....	35
II.5. Les voiles.....	36
II.6. Les balcons.....	36
II.9.1. MODE DE TRAVAIL.....	37
II.9.2. La surface de L'acrotère.....	37
II.10. Planchers.....	38
II.10.1. Introduction.....	38
II.10.2.LES PLANCHERS.....	38
II.10.4. Les caractéristiques géométriques des poutrelles.....	39
II.10.3. Planchers (Corps creux).....	40
II.11. La descente des charges.....	41
II.11. 1. Introduction.....	41
II.11. 2. Rôle de descente des charges.....	41
II.11.3. Évaluations des charges et surcharges.....	41
II.11.3.1. Plancher Terrasse Inaccessible.....	41
II.11.3.2. Plancher étage Courant.....	42
II.11.3.2. Les escaliers	43
II.11.3.3. Paillasse.....	43
II.11.3.4. Palier.....	44
II.11.3.5. Balcon étage courant.....	44
II.11.3.6. Les murs.....	45
II.11.3.6.1. Murs extérieurs en maçonnerie.....	45
II.11.3.6. 2.. Murs intérieur en maçonnerie.....	46
II.11.3.7. L'acrotère.....	46

II.12. Descente des charges sur les poteaux.....	47
II.12.1. Loi de dégression : DTR B.C.2.2.....	47
II.12.2. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (C-2).....	48
II.13. Vérification de la résistance :(RPA).....	50
II.14. Vérification au flambement : BAEL.....	50
II.15. Descente des charges sur le poteau RIVE (E-1).....	51
II.15.1. La surface de L'acrotère.....	51
II.15.2. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (E-1).....	52
II.16. Vérification de la résistance :(RPA).....	55
II.17. Vérification au flambement: BAEL.....	55

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	57
III.2. Définition.....	57
III.2.2. Mode de travail.....	57
III.2.3 Hypothèses de calcul.....	58
III.2.4 Détermination de l'effort due au séisme.....	58
III.2.5 Sollicitations.....	59
III.2.6 Combinaisons d'actions.....	59
III.2.7. Calcul de ferrailage.....	60
III.2.8. Armatures longitudinales.....	60
III.2.8.1. Calcul des armatures à L'E.L. U.....	60
III.2.9. Les vérifications.....	61
III.2.9.1. ELU.....	61
III.2.10. Calcul des armatures à E.L.S.....	61
III.2.10.1. Fissurations Préjudiciables.....	62
III.2.10.2. Détermination du centre de pression.....	62
III.2.10.3. Calcul de la section à la flexion simple.....	62
III.2.11. Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99).....	62
III.2.12. Pourcentage minimal d'armature longitudinale BAEL (B.5.3.1).....	63
III.2.13. Conclusion de ferrailage.....	63
III.2.14. Armature de répartition.....	63

III.2.15. Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1, 1).....	63
III.3. Les balcons.....	64
III.3.1. Méthode de calcul.....	64
III.3.2. Balcon accessible.....	64
III.3.2. E.L.U.....	65
III.3.2. E.L.S.....	65
III.3.3. Calcul Du Ferrailage.....	66
III.3.3.1.E.L.U.....	66
III.3.3.2.ELS.....	68
III.4.L'escalier.....	69
III.4.1. Introduction.....	69
III.4.2. Charge et surcharge : (les escaliers d'habitation).....	70
III.4.3. Détermination des charges et surcharges.....	70
III.4.4. Combinaisons des charges.....	70
III.4.5. Charges et surcharges.....	70
III.4.6. Schéma statique.....	70
III.4.7. Evaluation des charges.....	71
III.4.7.1. Charges permanentes.....	71
III.4.7.2.Charges d'exploitation.....	71
III.4.8.Ferrailage à LELU.....	72
III.4.8.1.Armatures longitudinales.....	73
III.5 .Calcul De La Poutre Palière.....	73
III.5.1. Introduction.....	73
III.5.2.Pré dimensionnement.....	74
III.5.2.1.Vérification selon le R.P.A 99 versions 2003 article 7.5.1.....	74
III.5.3.Evaluations des charges.....	74
III.5.4. Calculs le moment fléchissent et l effort tranchant.....	75
III.5.5.Calcul de ferrailage.....	76
III.5.5.1. Armatures longitudinales.....	76
III.5.6.Condition de non fragilité selon BAEL91 (art A.4.2.1) page 22.....	77
III.5.7. Pourcentage minimal CBA93 article (B.6.4).....	77

III.5.8. Vérification de l'effort tranchant.....	78
III.5.9. Calcul de la poutre a la torsion.....	78
III.5.10. Vérification du béton.....	78
III.5.11. Les armatures longitudinales.....	79
III.5.12. Armatures transversales.....	79
III.5.13. Vérification de la flèche CBA93 (article B.6.5.1).....	79
III.5.14. Présentation du ferrailage.....	79

Chapitre IV: CALCULE PLANCHER

IV .Les Plancher.....	82
IV.1. Introduction.....	82
IV.2. METHODE DE CALCUL.....	82
IV.3. Les types des planchers.....	83
IV.4. Les Charges permanente et surcharge de planchers terrasse et étages Courant.....	83
IV.5. La méthode de calcul de poutrelles.....	84
IV.5.1. La méthode forfaitaire.....	84
IV.5.2. Méthode de Caquot.....	85
IV.5.3. Cas 01 : (Etages terrasse).....	85
IV.5.3.1. Calcule des moments en appuis : E.L.U (Etages terrasse).....	86
IV.5.3.2. Calcul du moment et de l'effort tranchant.....	86
IV.5.3.4. Calcul du moment et de l'effort tranchant.....	88
IV.5.4. Diagramme des moments et efforts tranchants.....	90
IV.5.4.1. Plancher terrasse (Type 1).....	90
IV.5.5. Calcul des armatures longitudinales.....	91
IV.5.6. Moment de référence.....	92
IV.5.7. Condition de non fragilité : BAEL 91 (1.4.2.1).....	94
IV.5.8. Calcul des Armature transversale et de l'espacement.....	94
IV.5.9. Les vérifications.....	95
IV.5.10. Cas 01 : (Etages courants).....	96

Chapitre V: Etude dynamique et sismique

V.1. Introduction.....	109
-------------------------------	------------

V.2. Calculs sismiques.....	109
V.3.Méthode de calcul RPA99 (Art. 4.1.1).....	109
V.4.Méthode de calcul.....	110
V.4.1.Présentation du logiciel.....//.....	111
V.4.1.1. Évaluation des efforts sismiques.....	111
V.4.1.2. Spectre de réponse de calcul.....	111
V.5. Analyse de la structure.....	113
V.5.1. Variante initiale.....	113
V.5.1.1Première proposition.....	113
V.5.1.2.Interprétation desrésultats.....	114
V.5.1.3. Conclusion.....	114
V.5.2. Variante Deuxième.....	115
V.5.2.1. Deuxième proposition.....	115
V.5.2.2. Interprétation des résultats.....	115
V.5.2.3. Conclusion.....	116
V.6. Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure.....	116
V.6.1. Vérification de la période de la structure.....	116
V.6.2. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	116
V.6.3. Vérification de l'interaction portiques – voiles de la structure : RPA 99/V 2003 (art.3.4.4a).....	118
V.6.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	119
V.6.5. Vérification des déplacements horizontaux.....	122
V.6.6. Justification de l'effort P- Δ	125
V.6.7. Vérification au renversement : RPA99/V2003(art.4.41).....	127
V.6.8. Analyse des structures en béton armé sous effets de température et de retrait - selon le CBA 93.....	128
V.6.9. L'excentricité.....	129
V.6.10. Conclusion.....	130

Chapitre VI: Ferrailage des éléments Structuraux

VI.1. Introduction.....	132
VI .2. Combinaisons d'actions.....	132

VI.2. Ferrailage des poutres.....	133
VI.2.2. Recommandation des RPA 99/V2003.....	133
VI.2.3. Les sollicitations dans les poutres.....	133
VI.2.4. Poutre principale.....	134
VI.2.5. Les poutres secondaires.....	138
VI.3. Ferrailage des poteaux.....	142
VI.3.1. Recommandations du RPA99/version 2003.....	142
VI.3.1.1.Armatures longitudinales.....	142
VI.3.1.2.Armatures transversales : RPA99 (art 7.4.2.1).....	143
VI.3.4.1. Ferrailage longitudinal VI.3.4.1.1. ELU :.....	144
VI.4.6. Vérification à L'ELS.....	150
VI.4.7. Calcul d'armature transversale.....	152
VI.8. Étude des voiles.....	155
VI.8.1. Introduction.....	155
VI.8.2.Combinaison.....	155
VI.8.3. Prescriptions imposées par (RPA 99).....	155
VI.8.4.Aciers verticaux d'après RPA 99 (art .7.7.4.1).....	155
VI.8.5.Aciers horizontaux d'après RPA 99 (art .7.7.4.2).....	156
VI.8.6.Règles communes d'après RPA 99 (art .7.7.4.3).....	156
VI.8.7.Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical.....	156
VI.8.7.1.Ferrailage vertical :.....	156
VI.8.7.2.Calcul des sections suivant leurs natures.....	157
VI.8.8.Vérification de Caractéristiques géométriques du voile.....	158
VI.8.9. Détermination des sollicitations du voile.....	158
VI.8.10. Calcul des armatures verticales.....	159

Chapitre VII: Etude du vent

VII.1. Introduction.....	164
VII .2.La vérification de la stabilité d'ensemble.....	164
VII.3.Détermination de la pression dynamique de vent <i>q_{dyn}</i>.....	165
VII .4.Parois verticales.....	168
VII.5.Toiture plate :.....	170

VII.6. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}.....	171
VII.7. Détermination du coefficient de pression du vent C_p.....	171
VII .8. Détermination de la pression due au vent.....	172
VII .9. Détermination de la force de frottement.....	174
VII .10. Détermination de la force résultante.....	176
VII.11. Conclusion.....	179

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction.....	181
VIII.2. Différents types de fondations.....	181
VIII.3. Etude des fondations.....	181
VIII.3.1. Charge admissible au sol : (σ sol).....	181
VIII.4. Définition du radier.....	182
VIII.5. Méthode de calcul.....	184
VIII.6. Pré dimensionnement du radier.....	185
VIII.6.1. Condition forfaitaire : VIII.6.1.a. La dalle	185
VIII.6.2. Condition d'épaisseur minimale.....	185
VIII.6.3. La nervure :	185
VIII.6.4. Calcul de la surface totale du radier	186
VIII.6.5. Vérifications diverses.....	187
Conclusion général.....	210

Liste des Figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques des matériaux

FIGURE I. 1 DIAGRAMME DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DU BETON EN FONCTION DE L'AGE.....	20
FIGURE I. 2 DETERMINATION DES DEFORMATIONS.....	20
FIGURE I. 3: DIAGRAMME CONVENTIONNEL DEFORMATIONS-CONTRAINTES DE L'ACIER.....	24
FIGURE I. 4 DEFORMATIONS-CONTRAINTES DE L'ACIER.....	25
FIGURE I. 5 : PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.....	41

Chapitre II: Pré dimensionnement Des Eléments Et Descente Des Charge

FIGURE II. 2: COUPE D'UNE SECTION DE POUTRE PRINCIPALE.....	31
FIGURE II. 3 COUP D'UNE SECTION DE POUTRE SECONDAIRE.....	32
FIGURE II. 4 DIMENSIONS A RESPECTER PAR LA POUTRE.....	32
FIGURE II. 5: COUP D'UNE SECTION DE POTEAUX.....	33
FIGURE II. 6 SCHEMA DE L'ACROTERE.....	38
FIGURE II. 7 : SCHEMA D'UNE POUTRELLE.....	40
FIGURE II. 8. SCHEMA D'UN PLANCHER A CORPS CREUX.....	41
FIGURE II. 10 : PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.....	42
FIGURE II. 11 ESCALIERS.....	43
FIGURE II. 12 : PAILLASSE.....	44
FIGURE II. 13 : MURS EXTERIEURS EN MAÇONNERIE.....	45
FIGURE II. 14 L'ACROTERE.....	46
FIGURE II. 15 SURFACE AFFERENTE POTEAU (C-2).....	47
FIGURE II. 16 SURFACE AFFERENTE POTEAU (E-1B)(ETAGE COURANT).....	52
FIGURE II. 17 SURFACE AFFERENTE.....	52

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

FIGURE III. 1. SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE.....	57
FIGURE III. 2: SCHEMA STATIQUE DE M, N, T.....	59
FIGURE III. 3. COUPE DE FERRAILLAGE.....	60
FIGURE III. 4. SCHEMA DU FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.....	64
FIGURE III. 5. SCHEMA DU FERRAILLAGE DE BALCON.....	69
FIGURE III. 6 SCHEMA STATIQUE DES ESCALIERS.....	72
FIGURE III. 7: COUP D'UNE SECTION DE POUTRE PALIER.....	74

FIGURE III. 8 : FERRAILLAGE D'ESCALAI.....	80
FIGURE III. 9 : FERRAILLAGE DE POUTRE PALIERE.....	80

Chapitre IV: CALCULE PLANCHER

FIGURE IV. 1. TYPES DES PLANCHERS.....	83
FIGURE IV. 2 COFFRAGE DE LA POUTRELLE.....	92
FIGURE IV. 3. COFFRAGE DE LA POUTRELLE.....	102

Chapitre V: Etude dynamique et sismique

FIGURE V. 1. DISPOSITION DES VOILES EN RDC DE LA STRUCTURE INITIALE.....	113
FIGURE V. 2. DISPOSITION DES VOILES EN RDC DE LA STRUCTURE INITIALE.....	115

Chapitre VI: Ferrailage des éléments Structuraux

FIGURE VI. 1.FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE.....	137
FIGURE VI. 2. FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRES.....	141
FIGURE VI. 3. FERRAILLAGE POTEAUX.....	154
FIGURE VI. 4VUE EN PLAN RDC LES COUPES DU VOILES.....	158
FIGURE VI. 6.DISPOSITION DU FERRAILLAGE DU VOILE.....	162
FIGURE VI. 5FERRAILLAGE DU VOILE.....	162

Chapitre VII: Etude du vent

FIGURE VII. 1. REPARTITION DE LA PRESSION DYNAMIQUE.....	165
FIGURE VII. 2 VUE EN PLANS ET VUE EN EVALUATION.....	168
FIGURE VII. 3.DISTRIBUTION DE LA PRESSION EXTERIEURE X,X.....	168
FIGURE VII. 4. VUE EN PLANS ET VUE EN EVALUATION.....	169
FIGURE VII. 5.DISTRIBUTION DE LA PRESSION EXTERIEURE Y, Y.....	170
FIGURE VII. 6. VUE EN PLANS ET VUE EN EVALUATION.....	170
FIGURE VII. 7. SCHEMA DE FORCE.....	176

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

FIGURE VIII. 1. SCHEMA DU RADIER.....	184
FIGURE VIII. 2. FERRAILLAGE DE RADIER A L'ELU.....	196

FIGURE VIII. 3. SCHEMA ISOSTATIQUE ET SOLLICITIONS DE LES DEBORDS.....196

FIGURE VIII. 4. REPARTITION DES CHARGES TRIANGULAIRES SUR LES NERVURES.....198

FIGURE VIII. 5: REPARTITION DES CHARGES TRAPEZOÏDALE SUR LES NERVURES.....198

FIGURE VIII. 6.SCHEMA STATIQUE DE LA NERVURE SENS (X-X).....199

FIGURE VIII. 7. FERRAILLAGE DE RADIER.....206

FIGURE VIII. 8. EN TRAVEE.....207

FIGURE VIII. 9. SUR
 APPUI.....**ERROR!**
 BOOKMARK NOT DEFINED.

FIGURE VIII. 10. SUR APPUI.....208

FIGURE VIII. 11. EN TRAVEE.....208

Liste des Tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques des matériaux

TABLEAU I. 1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAG.....	16
TABLEAU I. 2 LA RESISTANCE DU BETON A LA COMPRESSION.....	20

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

TABLEAU III. 1 RECAPITULATIF RESULTATS DES SOLLICITATIONS.....	60
TABLEAU III. 2. LES CHARGE SUR TRAVEE ET APPUIS.....	66
TABLEAU III. 3. CHARGES ET SURCHARGES D'ESCALIER.....	70
TABLEAU III. 4. MOMENTS ET EFFORT TRANCHANTS.....	76
TABLEAU III. 5 VERIFICATION ELS.....	77
TABLEAU III. 6 FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.....	78

Chapitre IV: CALCULE PLANCHER

TABLEAU IV. 1. LES CHARGES PERMANENTE ET SURCHARGE DE PLANCHERS TERRASSE ET ETAGES.....	84
TABLEAU IV. 2 MOMENTS FLECHISSANT EN TRAVEES ET APPUIS A L'ELU.....	89
TABLEAU IV. 3 MOMENTS FLECHISSANT EN TRAVEES ET APPUIS A L'ELS.....	90
TABLEAU IV. 4. ARMATURES S'EFFECTUE SUR APPUIS ET SUR TRAVEE.....	94
TABLEAU IV. 5. FERRAILLAGE LONGITUDINALES.....	95
TABLEAU IV. 6. MOMENTS FLECHISSANT EN TRAVEES ET APPUIS A L'ELU.....	100
TABLEAU IV. 7 MOMENTS FLECHISSANT EN TRAVEES ET APPUIS A L'ELS.....	101
TABLEAU IV. 8 ARMATURES LONGITUDINALES.....	104
TABLEAU IV. 9. FERRAILLAGE LONGITUDINALES.....	106

Chapitre V: Etude dynamique et sismique

TABLEAU V. 1 MODES PROPRES, PERIODES PROPRES ET MASSES EFFECTIVES.....	113
TABLEAU V. 2. MODES PROPRES, PERIODES PROPRES ET MASSES EFFECTIVES.....	115

TABLEAU V. 3 .PERIODE CHOISIE POUR LE CALCUL DU FACTEUR	
D.....	117
TABLEAU V. 4. VERIFICATION DE L'INTERACTION PORTIQUES – VOILES DE LA	
STRUCTUR.....	118
TABLEAU V. 5. VERIFICATION VD.....	119
TABLEAU V. 6. DES EFFORTS TRANCHANT SENS	
Y.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
TABLEAU V. 7. DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUE ET DES EFFORTS TRANCHANT	
SENS	
Y.....	120 ERRO
R! BOOKMARK NOT DEFINED.	
TABLEAU V. 8 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS.....	124
TABLEAU V. 9. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS.....	124
TABLEAU V. 10. JUSTIFICATION DE L'EFFORT P- Δ	126
TABLEAU V. 11. LES RESULTATS DES DIFFERENTS CENTRES DE GRAVITE ET DE	
RIGIDITE.....	130

Chapitre VI: Ferrailage des éléments Structuraux

TABLEAU VI. 1 COEFFICIENT DE SECURITE ET CARACTERISTIQUES MECANQUES DES	
MATERIAU.....	133
TABLEAU VI. 2 RECAPITULATIF DES VALEURS DES MOMENTS DANS LES POUTRES ET	
CONSOLES DUS AUX.....	134
TABLEAU VI. 3.FERRAILAGE EN TRAVEE ET EN APPUIS.....	135
TABLEAU VI. 4. VERIFICATIONS E.L.S.....	136
TABLEAU VI. 5.ARMATURES LONGITUDINALES.....	139
TABLEAU VI. 6. VERIFICATION ELS.....	140
TABLEAU VI. 7. FERRAILAGE LONGITUDINAL.....	150
TABLEAU VI. 8. SOLLICITATIONS DU VOILE.....	159

Chapitre VII: Etude du vent

TABLEAU VII. 1. VALEURS DE CR, Ce ET LA PRESSION DYNAMIQUE SELON LA	
HAUTEUR.....	167
TABLEAU VII. 2 VALEURS DU COEFFICIENT DE LA PRESSION EXTERIEURE.....	168
TABLEAU VII. 3 VALEURS DU COEFFICIENT DE LA PRESSION EXTERIEURE.....	169
TABLEAU VII. 4. COEFFICIENTS DE PRESSION EXTERIEURE DES TOITURES PLATES.....	171

TABLEAU VII. 5. COEFFICIENT DE PRESSION DE VENT POUR $C_{pi} = 0.8$	172
TABLEAU VII. 6. COEFFICIENT DE PRESSION DE VENT POUR $C_{pi} = 0.5$	172
TABLEAU VII. 7. CALCUL DE PRESSION DUE AU VENT POUR $C_{pi} = 0.8$ – SENS X.....	173
TABLEAU VII. 8. CALCUL DE PRESSION DUE AU VENT POUR $C_{pi} = 0.8$ – SENS Y.....	173
TABLEAU VII. 9. CALCUL DE PRESSION DUE AU VENT POUR $C_{pi} = 0.5$ – SENS X.....	174
TABLEAU VII. 10. CALCUL DE PRESSION DUE AU VENT POUR $C_{pi} = 0.5$ SENS Y.....	174
TABLEAU VII. 11. RECAPITULATIF RESULTATS DE LA FORCE DE FROTTEMENT DANS LE SENS X ET LE SENS Y.....	175
TABLEAU VII. 12. RECAPITULATIF RESULTATS DE LA RESULTANTE R DANS LE SENS X ET LE SENS Y.....	179

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

TABLEAU VIII. 1. VERIFICATION DE LA STABILITE DU RADIER SOUS $(0.8G \pm E)$	189
TABLEAU VIII. 2. VERIFICATION AU NON SOULEVEMENT DES FONDATIONS $(G+Q+E)$...	189
TABLEAU VIII. 3 LES MOMENTS EN TRAVEE ET LES MOMENTS SUR APPUIS.....	190
TABLEAU VIII. 4. COMBINAISON DE CHARGE.....	191
TABLEAU VIII. 5 FERRAILLAGE DE RADIER A L'ELU.....	193
TABLEAU VIII. 6. FERRAILLAGE DE RADIER A L'ELU.....	195
TABLEAU VIII. 7. RECAPITULATIF RESULTATS D'ARMATURE A E.L.U ET E.L.S.....	197
TABLEAU VIII. 8. SOLLICITATION SUR LES NERVURES SENS (X-X).....	199
TABLEAU VIII. 9 SCHEMA STATIQUE DE LA NERVURE SENS (Y-Y).....	200
TABLEAU VIII. 10 LES RESULTATS DE FERRAILLAGE DES NERVURES A L'ELS.....	203
TABLEAU VIII. 11. LES RESULTATS DE FERRAILLAGE DES NERVURES A L'ELS.....	205

INTRODUCTION GENERALE :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation licence et master.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à rester apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût. Ne doit pas s'endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines et doit résister pour des degrés de fiabilité à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et pour ce faire ? Il faut impérativement se munir de règlements propres à chaque pays.

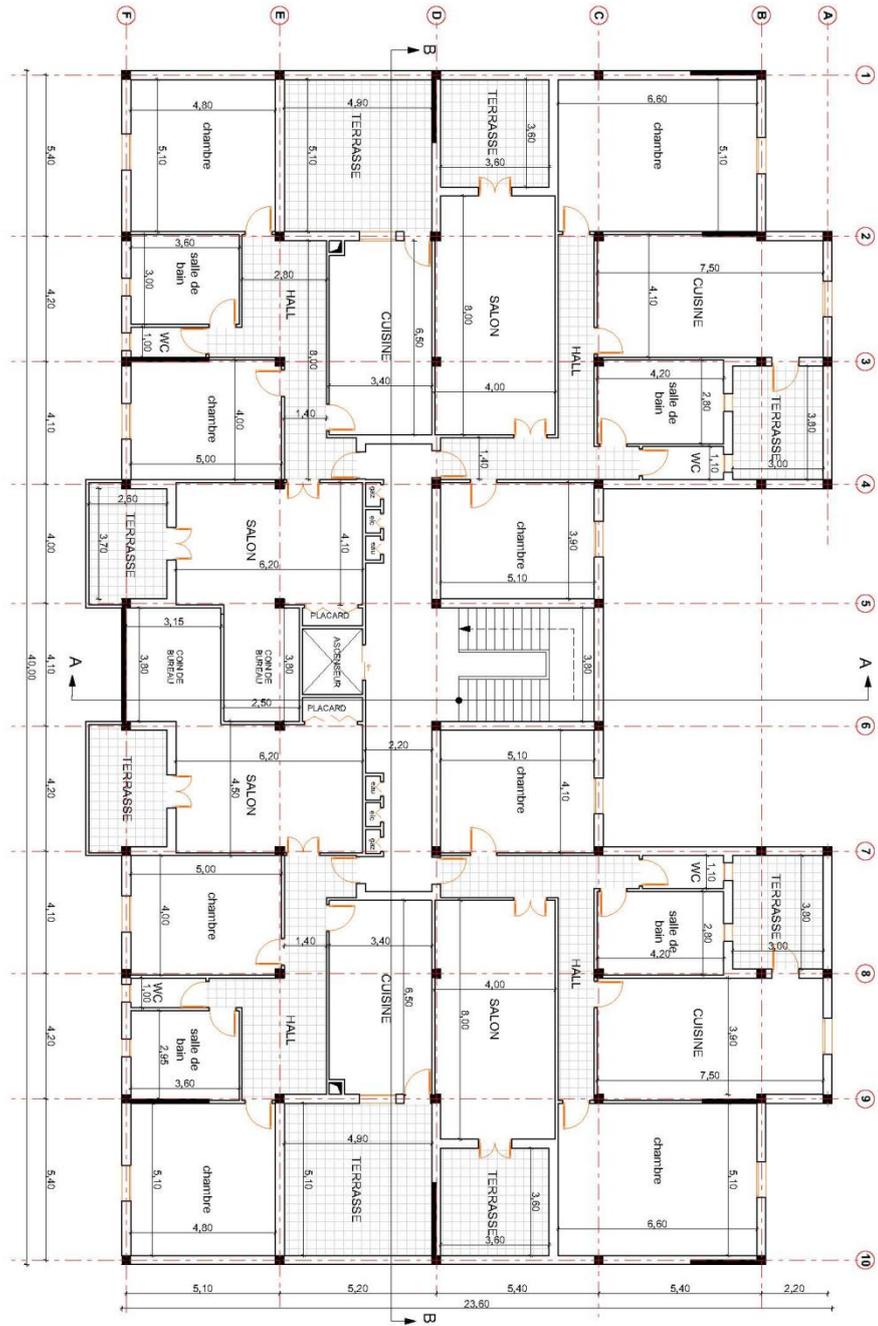
Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée + (15) étages, implanté à la wilaya d'Oran. Cette région est classée comme une zone de sismicité moyenne (Zone IIa) selon le Règlements parasismique Algérien 99 version 2003, En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99),

Nous avons structure notre travaille en deux parties principale.

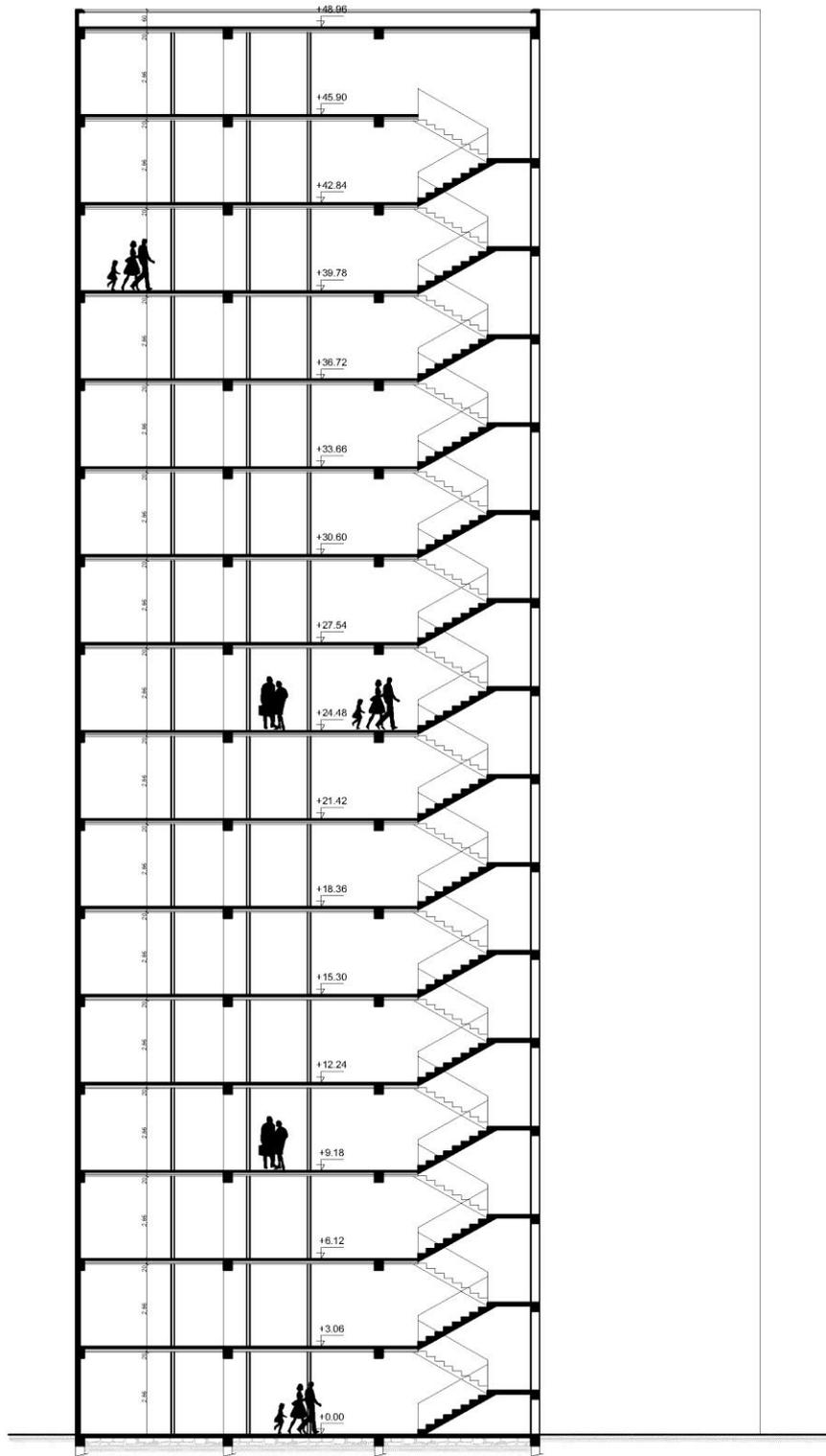
- ✚ La première partie est consacrée à l'étude de la superstructure qui regroupe essentiellement sept chapitres.
 - Le premier concerne les généralités (les caractéristiques de la structure ainsi que les matériaux utilisés)
 - Le second concerne le pré dimensionnement des éléments et descente des charges.
 - Le troisième sera consacré au calcul des éléments secondaires.
 - La quatrième étude de plancher
 - Le cinquième traite l'étude dynamique de la structure.

- Le sixième est consacré à l'étude de vent.
 - Le septième sera consacré au calcul des éléments structuraux.
- ✚ La deuxième partie
- Etude de l'infrastructure

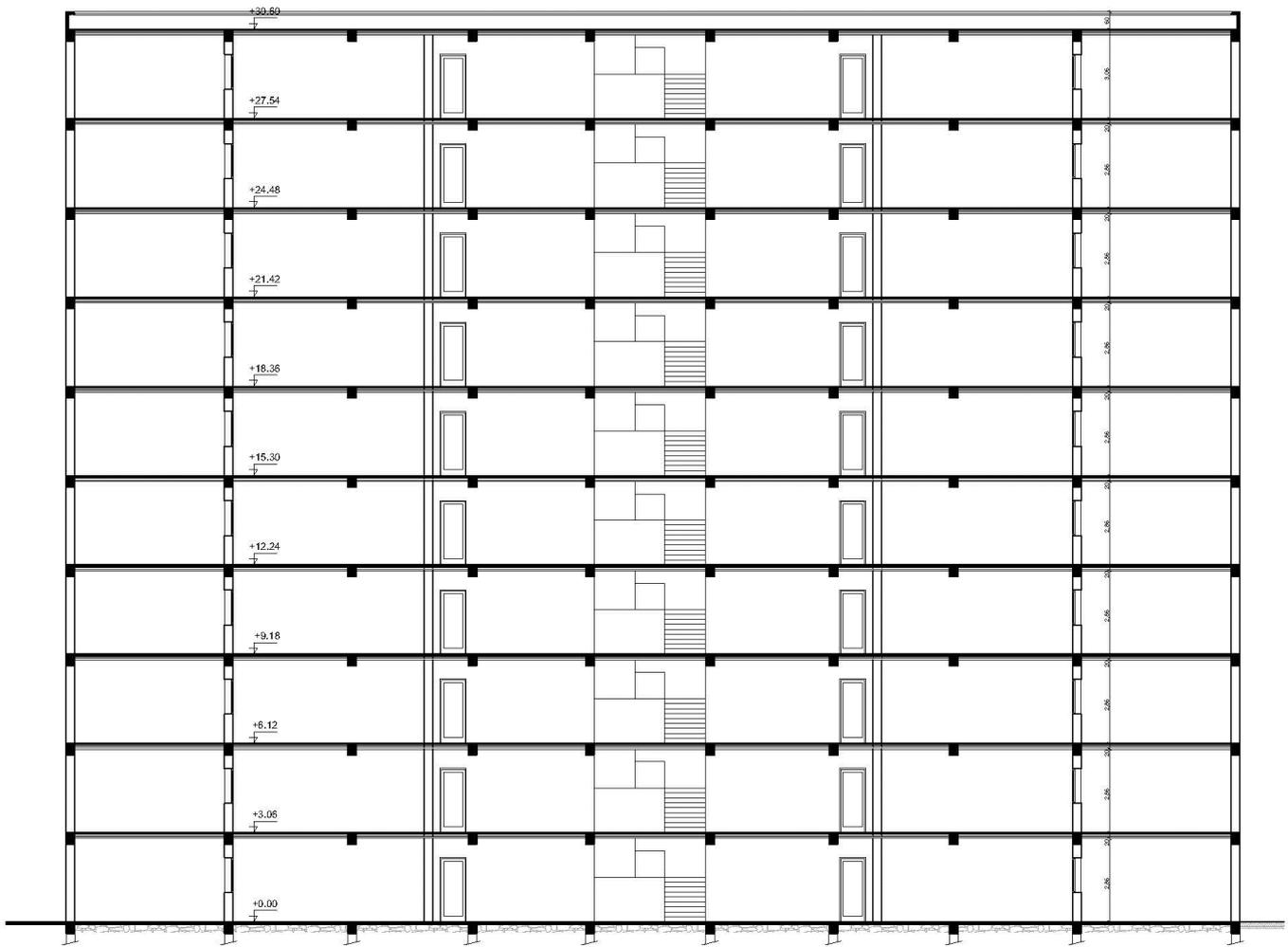
Les plans



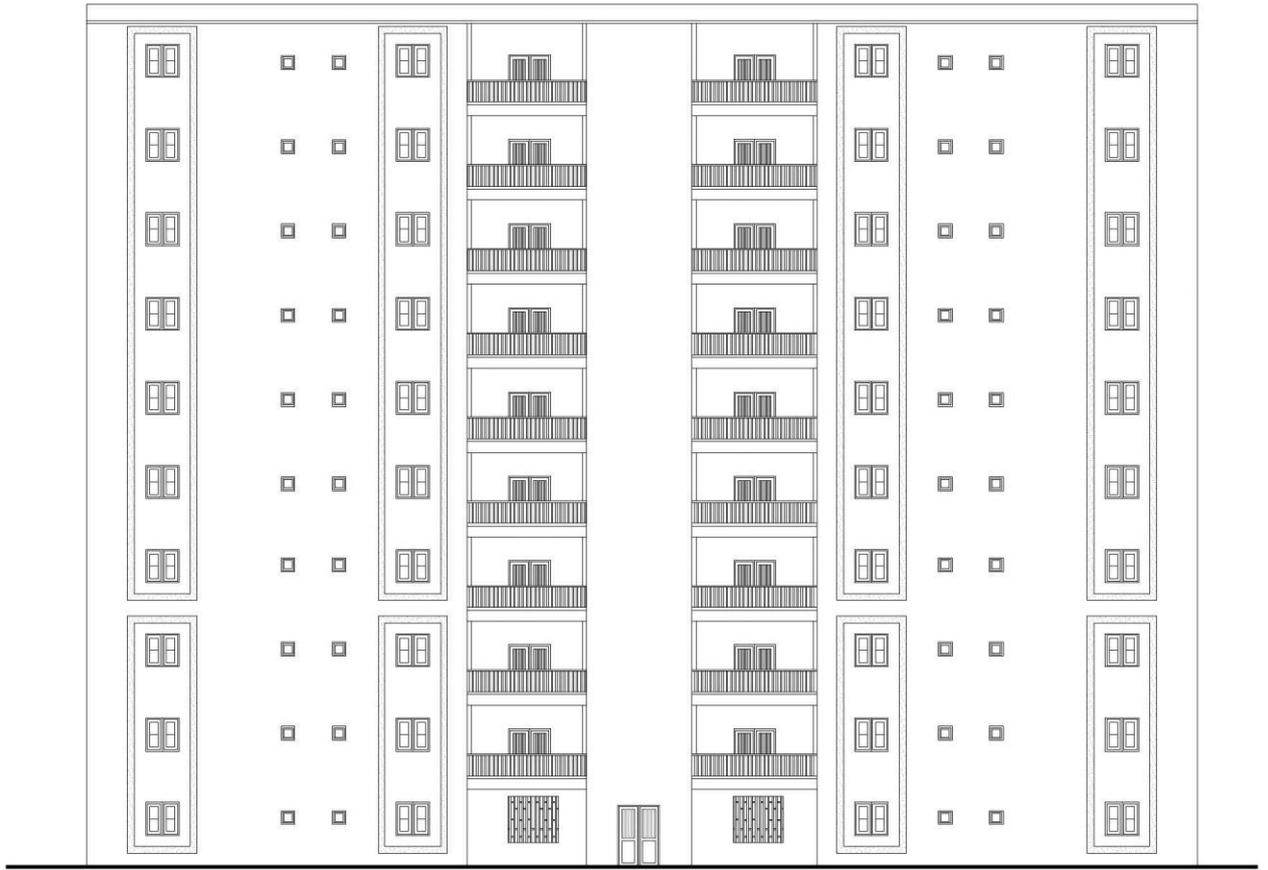
Plan Etage courant



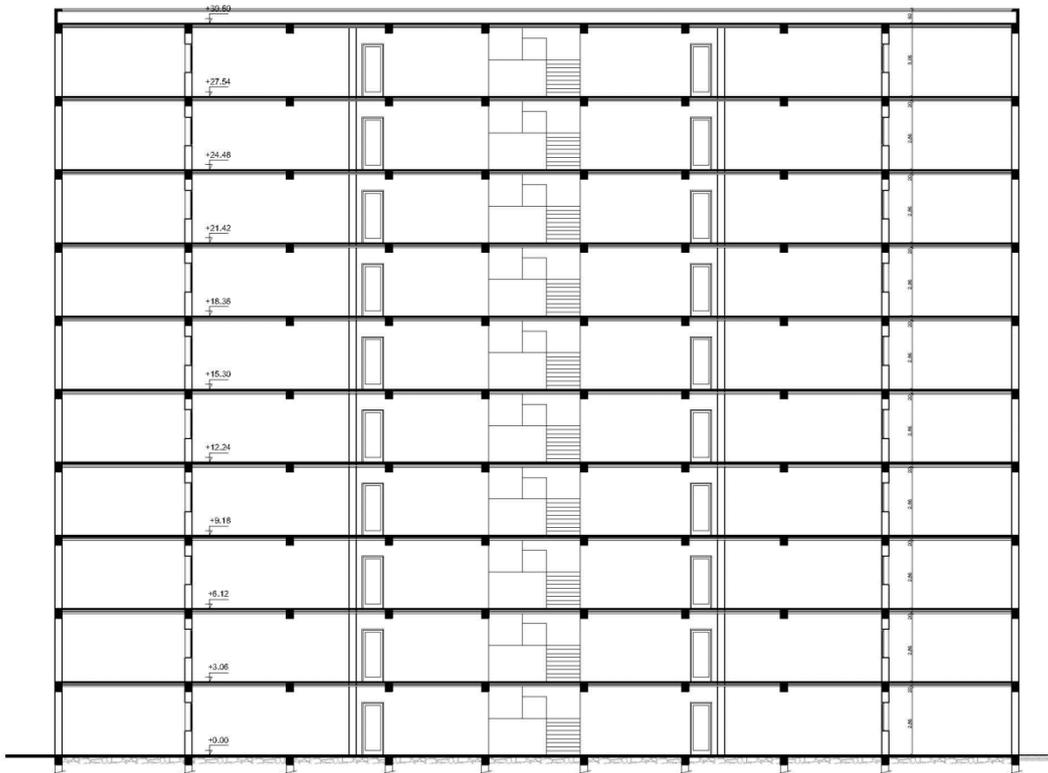
Coupe A-A



Coupe B-B



Facade Principale



Coupe B-B

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage
Caractéristiques mécaniques des
matériaux.

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles

L'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+15) à usage d'habitation avec groupe B1. Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de ORAN qui est classée comme zone de sismicité moyenne (*ZoneIIa*) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version (2003)). Et selon le R.N.V (charge de vent et charge de neige), la ville de Oran est située dans

La zone B (neige) et dans la zone II (vent) elle est considérée comme un site meuble de catégorieS3.

I.3.Caractéristiques géométriques et architecturales du bâtiment :

Longueur totale	39.7
Largeur totale	23. 3
Hauteur de l'étage	3.06
Hauteur de RDC	3.06
La hauteur totale du bâtiment sans acrotère	48.96
Nombre d'étages	15 étages+RDC

Tableau I. 1Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.4. Données du site

- Le bâtiment est implanté dans la wilaya d'ORAN
- zone classée par le (RPA 99/version 2003) Comme une zone de moyenne sismicité
- (*Zonella*)
- L'ouvrage d'habitation appartient au groupe d'usage 2 tel que la hauteur totale de
- L est inférieur 48 .d'ouvrage non ne dépasse pas 48.96m
- Le site est considéré comme un site meuble : catégorie S3
- La contrainte admissible du sol =2 bars

I.5. Conception de la structure

- **Les planchers :**

Les planchers du bâtiment, sont constitués d'une dalle de compression et des corps creux, le plancher terrasse comporte en plus une étanchéité multicouche et une couche de béton de forme en pente 2% pour l'assainissement Desseaux pluviale

- **La terrasse :** Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible.
- **L'acrotère :** C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.
- **Les escaliers :** Ce sont des éléments, permettant le passage d'un niveau à l'autre, sont réalisés en béton armé coulé sur place. Pour les escaliers, l'épaisseur $e = 20\text{cm}$.

I.6. Les Règlements de calculs

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).

- BAEL 91 (béton armé aux états limites).
- CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- Règlement neige et vent (RNV 99).2013

I.7. Hypothèse de calcul

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$.
- Module de déformation longitudinal différé du béton : $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$.
- Module de déformation longitudinal instantané du béton : $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$.
- Limite élastique de l'acier : $F_e = 400 \text{ MPa}$

I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.8.1. Béton

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillon ou pierres concassées, sable), de liants (ciment)

Et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon

Comportement après durcissement.). Les adjuvants peuvent être employés dans le béton afin

D'améliorer certaines caractéristiques du béton frais ou durci

Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- Le malaxage (type et la durée).
- Le transport (type et le temps écoulé).
- La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- Le Cure du béton.

Le béton armé peut être défini comme l'enrobage par du béton, d'aciers disposés judicieusement. Ces aciers sont appelés armatures. On distingue les armatures longitudinales disposées suivant l'axe longitudinal de la pièce, des armatures transversales disposées plans perpendiculaires à l'axe de la pièce.

I.8.2 Les composants du béton

La composition courante d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg/m³ de ciment de CEMII 42,5A pour la superstructure et 370kg/m³ de CRS- CEMII 42,5 EA pour l'infrastructure
- 400 kg/m³de sable $D_s < 5\text{mm}$
- 800 kg/m³de gravillon $5\text{mm} < D_g < 25\text{mm}$
- 170 kg/m³ /190 kg/m³d'eau de gâchage

I.8.3 la Résistance du béton à la compression

La résistance à la compression du béton est définie à (j) jours, à partir de la charge (Fr) conduisant à sa rupture :

$$f_{cj} \text{ (MPa)} = f_r / s \text{ Avec } f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs des résistances à j jours, définies à partir de f_{c28} , par : BAEL91 (Article A.2.1.11) :

f_c	$F_{c28} \leq 40 \text{ (MPa)}$	f_c	$40 \text{ (MPa)} < F_{c28} < 60 \text{ (MPa)}$
$j < 60$	$\frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$	$j \leq 28$	$\frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$

$j > 60$	$1, 10f_{c28}$	$28 < j < 60$	Béton à Haute Résistance, voir (B.A.E.L. A.2.1, 11)
----------	----------------	---------------	--

Tableau I. 2 La Résistance du béton à la compression

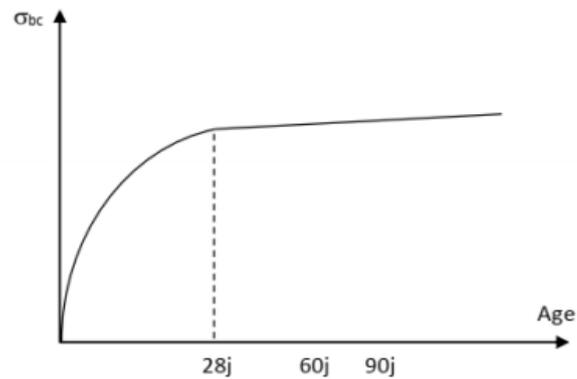


Figure I. 1 Diagramme de la résistance à la compression du béton en fonction de l'âge

I.8.4. Coefficient de Poisson : **BAEL91 (A.2.1.3)**

L'essai de compression simple sur éprouvette 16x32 provoque des déformations

Voir Figure. (d):

ε' : Déformation relative longitudinal

$$\varepsilon' = \frac{\Delta l}{l} = \frac{l' - l}{l}$$

ε'' : Déformation relative transversale

$$\varepsilon'' = \frac{\Delta d}{d} = \frac{d' - d}{d}$$

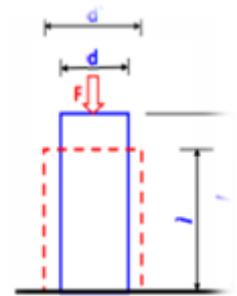


Figure I.2 .Détermination des déformations

Relatives Longitudinale et transversal

Θ: Coefficient de poisson $\theta = \frac{\text{la déformation relative transversale } \varepsilon'}{\text{la déformation relative longitudinale } \varepsilon}$

- À l'ELU : $\theta = 0$ calcul des sollicitations

(Pour le béton non fissuré)

- À l'ELS : $\theta = 0,2$ calcul des déformations

(Béton fissuré)

I.8.5 Résistance à la traction : BAEL91 (Article A.1.2.12)

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de jours notée f_{tj} est

Conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \quad \text{Avec } f_{c28} < 60 \text{ jours}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

I.8.6. Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1,2)

E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée de béton.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)}$$

$$\begin{aligned} E_{i28} &= 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{30} \\ &= 34179,557 \text{ MPa} \end{aligned}$$

E_{vj} = Le module de déformation longitudinale différée de béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496,760 \text{ MPa}$$

I.8.7. Module de déformation transversale du béton : BAEL91 (A.2.1,2)

La valeur du module de déformation transversale est donnée par la formule suivante :

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

Avec $\begin{cases} E : \text{module de Young} \\ \theta : \text{Coefficient de poisson} \end{cases}$

- $E.L.U : \theta = 0 \quad G = 0.5E$
- $E.L.S : \theta = 0.2 \quad G = 0.42E$

I.8.8. Contraintes limites :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est

Strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour

Lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

- **Etat limite ultime ELU :**

D'après le BAEL91 (Article A.4.3, 41)

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage. Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton est donnée par :

$$F_{bc} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$$

$$\gamma_b = 1.15 \begin{cases} \text{cas des combinaisons accidentelle} \\ 1,5 : \text{les autres cas} \end{cases}$$

- $\tau_u = \frac{vu}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$

Avec

V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

I.9.Acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa Bonne résistance à la traction. Les armatures pour le béton armé sont constituées par des Aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les Barres à haute adhérence. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances (Fe E215 ; Fe E235) Correspondant à des limites d'élasticité de 215MPa et 235MPa. Pour les barres à haute Adhérence les nuances sont (Fe E400 ; Fe E500) correspondant à des limites d'élasticité de 400MPa et 500Mpa.

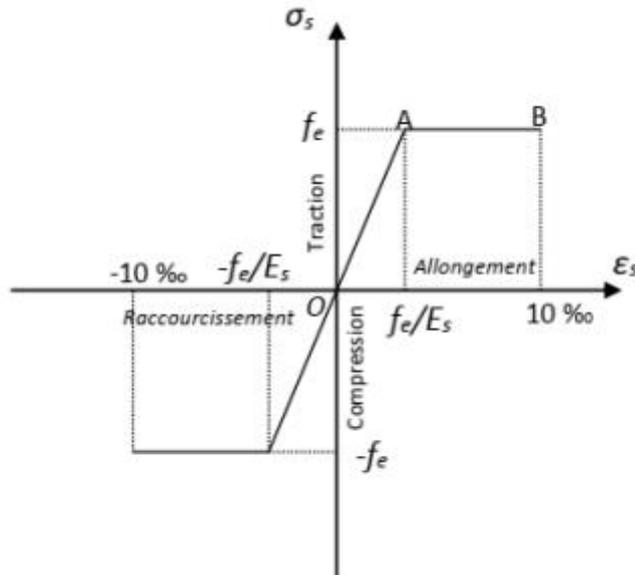


Figure I.3: Diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier

Cas de la traction

Droite OA (domaine élastique)

- Proportionnalité déformations-contraintes

- Coordonnées du point A $\begin{cases} \varepsilon_s = \frac{F_e}{E_s} \\ \sigma_s = F_e \end{cases}$

Horizontale AB d'ordonnée $\sigma_s = F_e$ (domaine plastique)

- La position du point B correspond à un allongement de 10 ‰

Cas de la compression

Le diagramme correspondant est symétrique à celui de la traction par rapport à O

I.9.1. Diagramme déformation-contrainte : (B.A.E.L. 4.3,2)

Dans les calculs de béton armé aux états limites on remplace le diagramme réel par un

Diagramme conventionnel et on introduit un coefficient de sécurité γ_s ayant les valeurs

Suivantes :

$$\gamma_s = 1,5 \text{ (Cas courants)} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ (Combinaisons accidentelles)} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

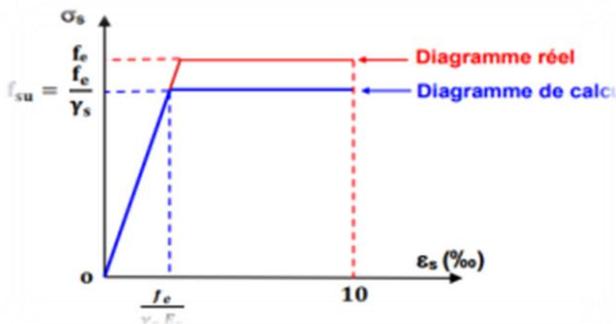


Figure I. 4 Déformations-contraintes de l'acier

I.9.2. Vérification des armatures à l'état limite de service

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

- Fissuration peu préjudiciable $\sigma_s = F_e$

(Locaux couverts et clos non soumis aux condensations)

Fissuration préjudiciable $\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3}f_e; \max(\frac{1}{2}f_e, 110\sqrt{\eta} \times ft_j))$

(Éléments exposés aux intempéries (pluie, neige, vent...) ou bien en contact avec l'eau)

Fissuration très préjudiciable $\sigma_s \leq \min(0,8(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e, 110\sqrt{\eta} \times ft_j))$

(L'élément est soumis à un milieu agressif)

- Avec η : coefficient de fissuration
- $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL).
- $\eta = 1,3$ pour les aciers a haut adhérence (HA) de $\varnothing < 6\text{mm}$.
- $\eta = 1,6$ pour les aciers a haut adhérence (HA) de $\varnothing \geq 6\text{mm}$.

I.10. Les actions et sollicitations et Etats limites

I.10.1 Les actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux

Déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

Les actions permanentes (G): Ce sont des actions dont l'intensité est constante

Ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le

Poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou

Les déformations imposées à la structure.

- Les actions variables (Q) : Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de

Façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges

D'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges

Climatiques et les effets dus à la température

- Les actions accidentelles (E) : Elles se produisent rarement et leurs durées sont

Très courtes, (Séismes, incendies, chocs...etc.).

I.10.2. Etats limites

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

1) Etats limite ultime de résistance E. L. U. R

2) Etats limite de service.

I.10.3. Les Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments

(moment de

Flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées

les

Calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

1) Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action

Suivante : $1,35 G + 1,5 Q$.

2) Etat limite de service :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la Combinaison d'action

Suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

1) Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action

Suivante : $1,35 G + 1,5 Q$.

2) Etat limite de service :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la Combinaison d'action

Suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques

Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G+Q+E$

$2.1 \pm G + Q$ avec $\begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort de séisme} \end{cases}$

$0,8 G + E$

Chapitre II :
Pré dimensionnement Des Eléments
Et Descente Des Charge

II.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du BAEL91 Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Les poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types des poutres qui doivent respecter les conditions ci-dessous :

a) Critère de flèche :

$$\frac{L_{max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

- L_{max} : La grande portée de la poutre.
- h : La hauteur de la poutre
- b : La largeur de la poutre

b) Conditions imposées par le RPA 99 versions 2003 :

- $b \geq 20$ cm.
- $h \geq 30$ cm
- $h/b \leq 4$

II.2.1. Les poutres principales

On a : $L_{max} = 6.60$ m (entre axe)

$$\frac{660}{15} \leq h \leq \frac{660}{10} \quad 44\text{cm} \leq h \leq 66 \text{ cm.} \quad \text{On prend: } h=60\text{cm.}$$

La largeur de la poutre suivant cette condition : $0.3h \leq b \leq 0.6h$

$$15\text{cm} \leq b \leq 30\text{cm}$$

Donc on prend d'après le RPA2003 : $b=40\text{cm}$.

II.2.1.1. Vérification selon le R.P.A 99 versions 2003 article 7.5.1

- $b = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ (c. v)

- $h = 60 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ (c. v)
- $h / b = 1.5 < 4$ (c. v)

Donc la section retenue pour la poutre principale est : (40x 60) cm².

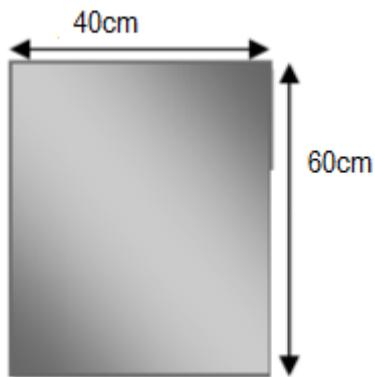


Figure II. 1: coupe d'une section de Poutre principale

II.2.2. Les poutres secondaires

On a : $L_{\max} = 5.40 \text{ m}$ (entre axe)

$$540/15 \leq h \leq 540/10 \quad 36 \leq h \leq 54$$

On Preend: $h = 45 \text{ cm}$.

$$b = (0.3 \div 0,6) h = (13.5 \div 27) \text{ cm.} \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

Donc la section retenue pour la poutre secondaire : est : (30x 45) cm².

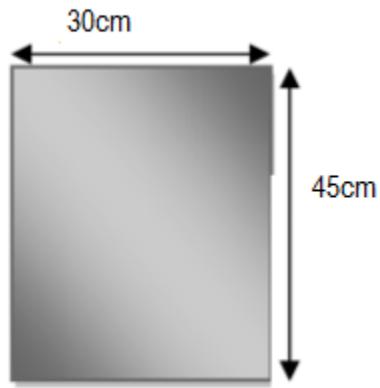


Figure II. 2.coup d'une section de poutre Secondaire

II.2.2.1. Vérification selon le R.P.A 99 versions 2003 article 7.5.1

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} (c.v)$
- $h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} (c.v)$
- $h / b = 1.5 < 4 (c.v)$

Donc la section retenue pour la poutre secondaire : est : (30x 45) cm².

Les poutres principales :

$$b_{max} \leq 1.5 h_1 + b_1 \quad \longleftrightarrow \quad 35\text{cm} \leq 1.5(60) + 40 = 130\text{cm} \quad 35\text{cm} \leq 130 \text{ cm} (c.v)$$

Les poutres secondaires :

$$b_{max} \leq 1.5 h_1 + b_1 \quad \longleftrightarrow \quad 35\text{cm} \leq 1.5(45) + 30 = 97.5 \text{ cm} \quad 35\text{cm} \leq 97.5 \text{ cm} (c.v)$$

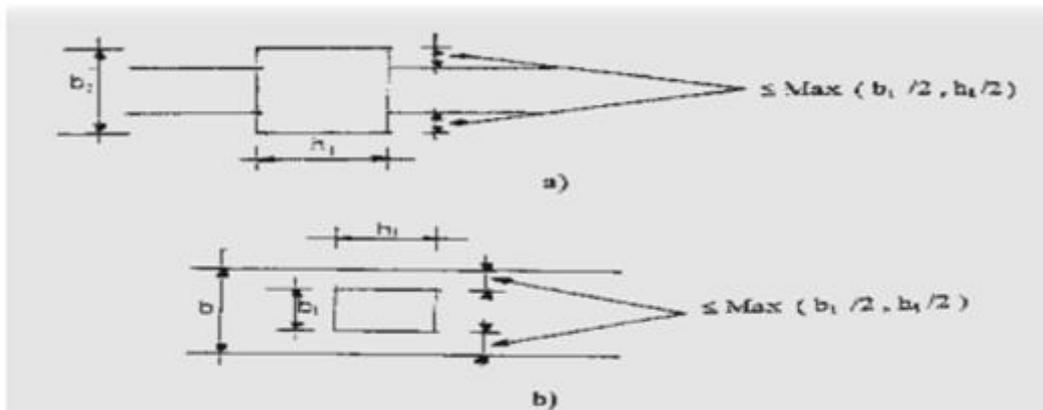


Figure II. 3Dimensions a respecté par la poutre

II.3. Les poteaux

L'article 7.4.1 du R.P. A99/version 2003 les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

Avec : h_e : Hauteur libre d'étage

Nous avons proposé une section rectangulaire des poteaux (60×70) cm² Pour la zone sismique IIa :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ $\text{Min}(60, 70) = 60 > 30 \text{ cm}$ (c.v)
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$ $\text{Min}(60, 70) = 60 > 266/20 = 13.3$ (c.v)
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$ $1/4 < 0.86$ (c.v)

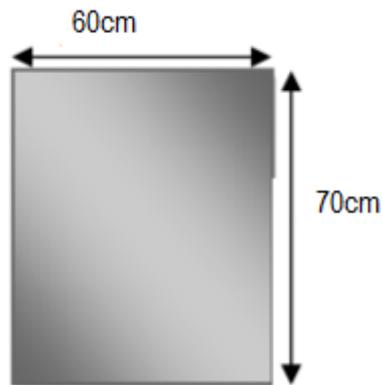


Figure II. 4: coup d'une section de Poteaux

II.3.1 Vérification de l'effort normal selon l'article (7.4.3.1) du R.P.A 2003

Outre les vérifications prescrites le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la Condition suivante Tel que :

$$N_{UL} \leq ((B_T \times f_{c28} / 0,9 \times \gamma_s) + A \times f_{c28} / \gamma_s)$$

II.3.2. Vérification de l'effort normal l'article (B.8.4.1) du CBA93 (article B.8.11)

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles **CBA93 (article B.8.11)** préconisent de prendre la section réduite (due à la ségrégation du béton).

D'après **l'article B. 8. 4. 1 du CBA93**: l'effet normal ultime NU d'un poteau doit être plus égal à la valeur suivante :

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

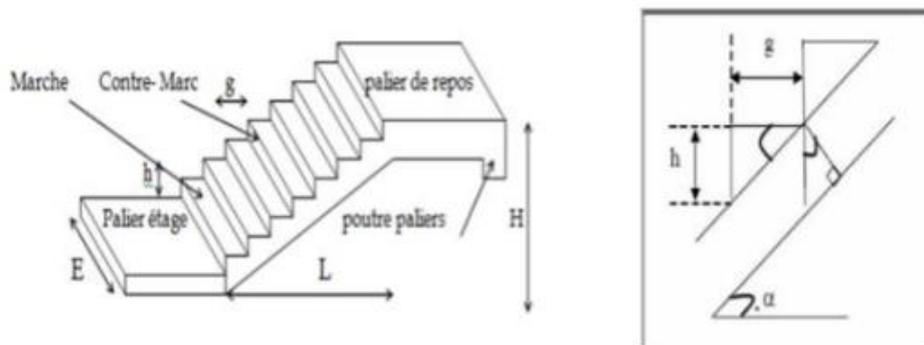
II.3.3. Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité.

On doit vérifier la condition suivante :

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \quad \boxed{v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \Rightarrow B_c > \frac{N_d}{0.3 \cdot f_{c28}} = \frac{N_d}{7.5}}$$

II.4. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.



II.4.1. Calcul du dimensionnement (g, h)

Pour assurer le confort des marches et contremarches (g, h) on utilise généralement la

Formule de BLONDEL $59 \leq g+2h \leq 66$

- h : hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$
- g: largeur de marche. $24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$

On prend : **h = 17 cm ; g = 30**

Alors : $59 \leq 30+2 \times 17 \leq 66$ $59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$ (C.V)

- Nombre de contre marche : $n = \frac{h}{H}$
- H : hauteur d'étage.
- h : hauteur de la contre marche

$$n = 3.06 / 0.17 = 18$$

$n = 18$ Pour deux volées

$n = 9$ Pour une volée

- **Longueur de la volée:**

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- **Inclinaison de la pailasse:**

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 29.68^\circ$$

- **Longueur du palier de repos :**

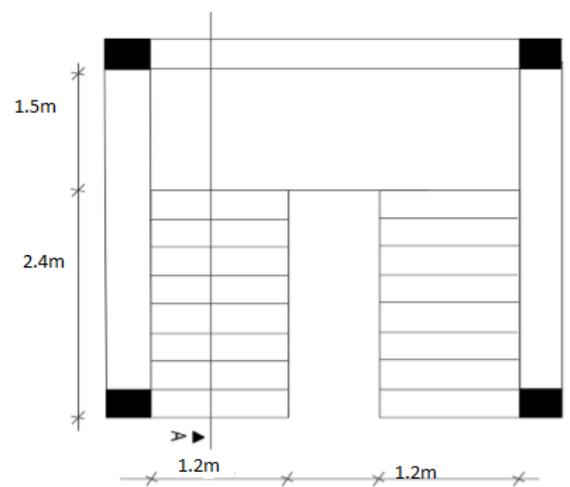
$$L_1 = 420 - 270 = 150 \text{ cm}$$

- **Épaisseur de la pailasse:**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur avec :

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \longrightarrow \quad \frac{420}{30} \leq e \leq \frac{420}{20}$$



$$14\text{cm} \leq e \leq 21\text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{soit} \quad e=16\text{cm}$$

II.5. Les voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article (7.7.1) du RPA99, ils Servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le RPA 99 (article 7.7.1) : « Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile.

a: L'épaisseur du voile.

- Dans notre cas : $L \geq 4a$ $L=660\text{cm} \geq 4 \times 16 = 64\text{cm}$ (C.V)

«L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des

Conditions de rigidité.»

$$\text{D'où : } a \geq \frac{l}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{ cm.}$$

Alors On prend : $e=16\text{ cm}$

II.6. Les balcons

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales

Minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Ces panneaux sont des dalles en béton armé coulés sur place. Elles reposent sur 1,2,3 appuis constituées par des poutres.

L'épaisseur est définie par les conditions BAEL91 (article B.6.424) :

II.7. Résistance au feu :

- ✓ $e=7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e=11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- ✓ $e=17,5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

II.8. Résistance à la flexion :

On a deux balcons reposant sur un seul appui

On choisit : $e_1 = 16\text{cm}$.

II.9. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé.

Le rôle d'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

II.9.1. MODE DE TRAVAIL

L'acrotère est calculé comme une console encastree a sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

II.9.2. La surface de L'acrotère

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

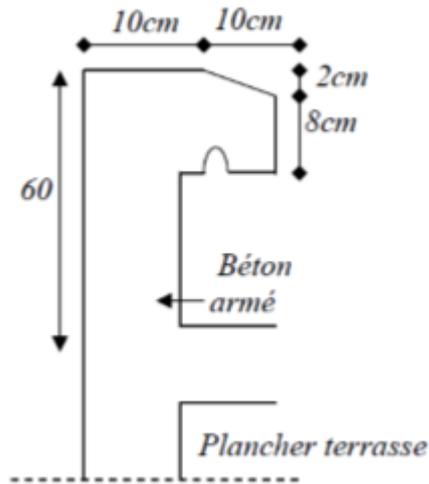


Figure II. 5 Schéma de l'acrotère

II.10. Planchers

II.10.1. Introduction

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

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

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : L'acrotère, L'escalier, balcon.

II.10.2. LES PLANCHERS

Un plancher est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes :

- Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- Transmettre les charges verticales aux éléments porteurs et répartir les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide).

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction. Ils s'appuient sur des éléments porteurs. Ils jouent le rôle :

- De plateforme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit pour l'étage sous-jacent.
- D'écran permettant le confort de l'habitation.
- D'élément de stabilité.

On distingue deux types de planchers.

- Planchers à corps creux.
- Dalle pleine.

II.10.4. Les caractéristiques géométriques des poutrelles

D'après les règles BAEL 91 (article A 4.1.3) la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes de :

$$b_1 = \min \left[\frac{L_0}{10}; \frac{L_n - b_0}{2} \right]$$

- L_n : Distance entre axes des nervures.
- L : Distance entre nus d'appuis de la poutrelle.

D'après les normes algériennes (DTR-B.C.22), la distance entre axes des nervures est

Prise égale à $L_n = 60$ cm ;

La hauteur de la nervure est égale à $b_0 = 4$ cm

La largeur b_0 : $0,3 \cdot ht \leq b_0 \leq ht \cdot 0,5 \implies 7,2 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14,4 \text{ cm}$

Soit : $b_0 = 10$ cm

On prend :

$$b_1 = \min \left[\frac{540}{10}; \frac{60 - 5}{2} \right] \implies b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

En conséquence, on adopte : $b_0 = 10$ cm ; $b_1 = 27,5$ cm ; $b = 65$ cm ; $ht = 24$ cm.

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

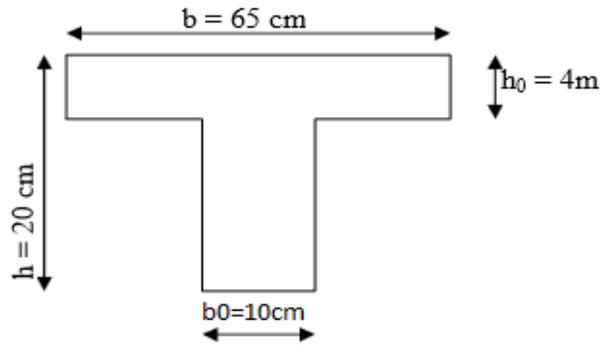


Figure II. 6:Schéma d'une poutrelle

II.10.3. Planchers (Corps creux)

Dans notre projet on a un plancher en corps creux qui est généralement une aire plane, destinée à limiter des étages est à supporter les revêtements, Dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond.

Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{ht}{L_{max}} \geq \frac{1}{22.5} \quad \Longrightarrow \quad ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

- L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles
- ht : hauteur du plancher

Avec : $L_{max} = 540 \text{ cm}$ (entre axe)

$$ht \geq \frac{540 - 30}{22.5} = 22.5 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad ht = 24 \text{ cm} \quad (20 + 4)$$

- **4cm : hauteur de la table de compression**
- **20cm : hauteur du corps creux**

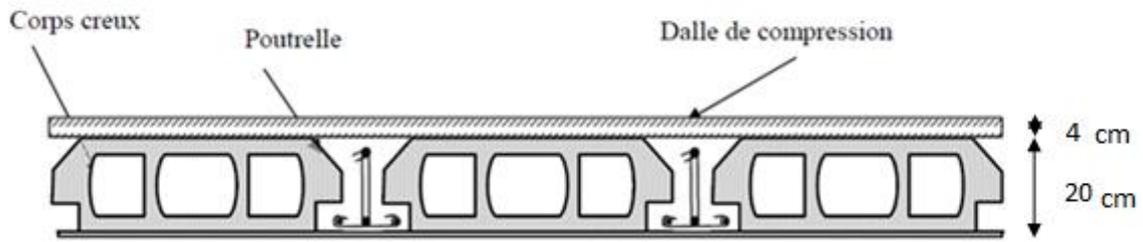


Figure II. 7. schéma d'un Plancher à corps creux.

II.11. La descente des charges

II.11. 1. Introduction

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui

Reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges

Considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitation

II.11. 2. Rôle de descente des charges

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.11.3. Évaluations des charges et surcharges

II.11.3.1. Plancher Terrasse Inaccessible

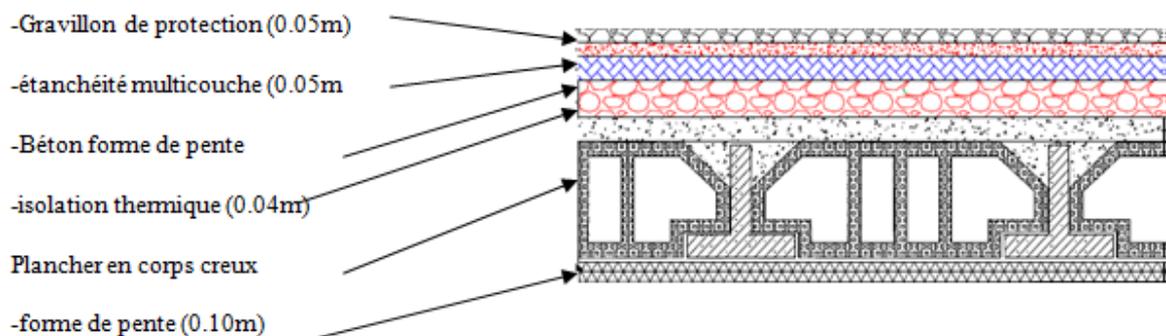


Figure I. 5 : Plancher Terrasse Inaccessible

<i>Désignations</i>	γ (kN/m ³)	<i>Epaisseur</i> (m)	<i>Charges</i> (KN/m ²)
<i>Protection engravillons</i>	15	0,05	0,75
<i>Étanchéité multicouche</i>	2	0,05	0,1
<i>Forme de pente</i>	22	0,10	2,2
<i>Isolation thermique (liège)</i>	4	0,04	0,16
<i>Plancher en corps creux</i>	–	0,24	3,30
<i>Enduit de plâtre</i>	10	0,02	0,2
			G = 6,71
			Q = 1.00

II.11.3.2. Plancher étage Courant

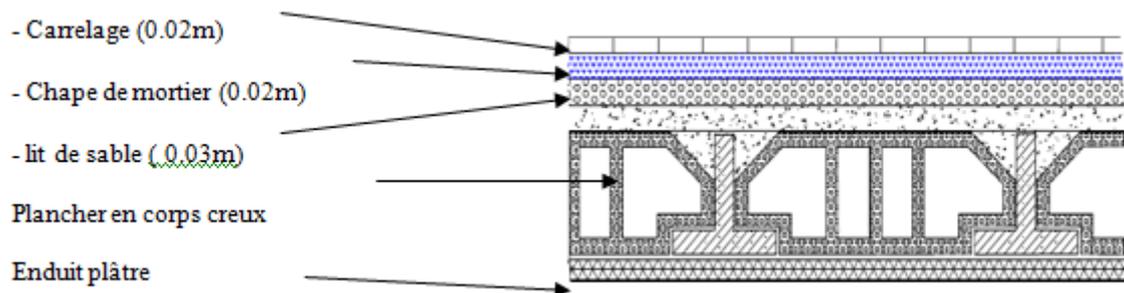


Figure II. 8 : Plancher Terrasse Inaccessible

<i>Désignations</i>	γ (kN/m ³)	<i>Epaisseur</i> (m)	<i>Charges</i> (KN/m ²)
<i>Revêtement en carrelage</i>	22	0,02	0,44
<i>Mortier de pose</i>	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

<i>Plancher en corps creux</i>	–	0,24	3,30
<i>Enduit de plâtre</i>	10	0,02	0,2
<i>Cloisons</i>	10	0,1	1
G = 5,70			
Q = 1,50			

II.11.3.2. Les escaliers :

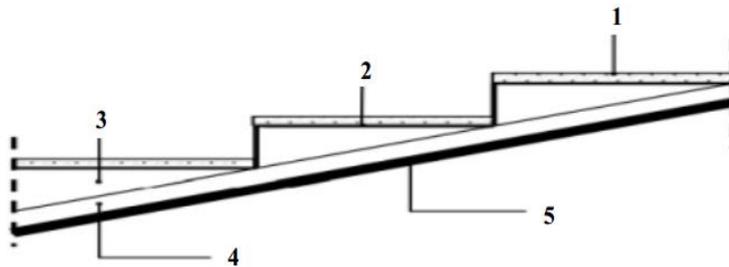


Figure II. 9 escaliers

II.11.3.3. Paillasse

<i>Désignations</i>	γ (kN/m ³)	<i>Epaisseur</i> (m)	<i>Charges</i> (KN/m ²)
Revêtement en carrelage + Mortier de pose	20	0,03	0,6
Les marches	22	0,17/2	1,87
<i>Paillasse</i>	25	0,16	4
<i>Enduit en plâtre</i>	10	0,01	0,1
G = 6,57			
Q = 2,5			

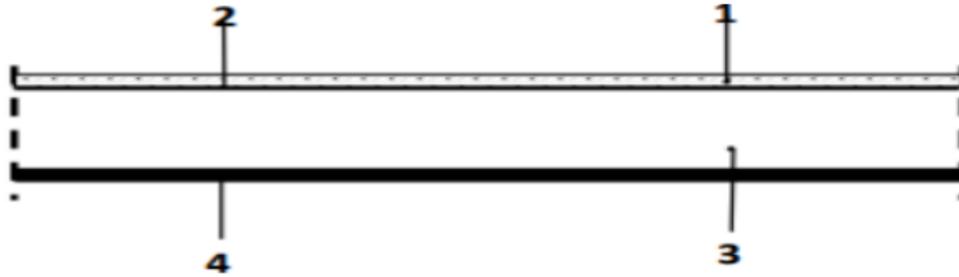


Figure II. 10 : paillasse

II.11.3.4. Palier

<i>Désignations</i>	γ (kN/m ³)	<i>Epaisseur</i> (m)	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage+ Mortier de pose	20	0,03	0,6
<i>Poids propre de palier</i>	25	0,16	4
<i>Enduit en plâtre</i>	10	0,01	0,1
			G = 4,7
			Q = 2,5

II.11.3.5. Balcon étage courant

<i>Désignations</i>	γ (kN/m ³)	<i>Epaisseur</i> (m)	Charges (KN/m ²)
<i>Revêtement en carrelage</i>	22	0,02	0,44
<i>Mortier de pose</i>	20	0,02	0,4
<i>Couche de sable</i>	18	0,03	0,54
<i>Dalle pleine</i>	25	0,16	4
<i>Enduit ciment</i>	20	0,02	0,2
			G = 5,58

$Q = 3,5$

II.11.3.6. Les murs

II.11.3.6.1. Murs extérieurs en maçonnerie

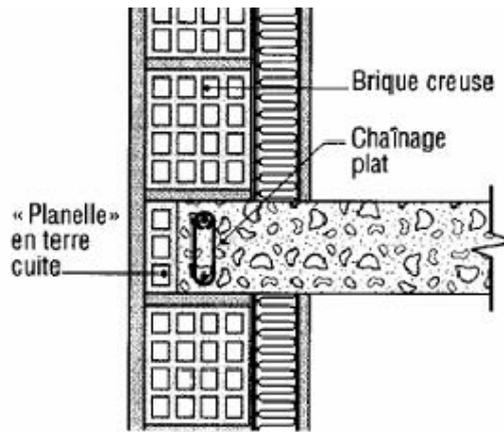


Figure II. 11 :Murs extérieurs en maçonnerie

<i>Désignations</i>	γ (kN/m ³)	<i>Epaisseur</i> (m)	<i>Charges</i> (KN/m ²)
<i>Enduitdeciment</i>	20	0,02	0,4
<i>Briquecreux</i>	9	0,15	1,35
<i>Amed'air</i>	–	0,05	0,0
<i>Briquecreux</i>	9	0,10	0,9
<i>Enduitenplâtre</i>	10	0,02	0,2

$G = 2,85$

II.11.3.6. 2.. Murs intérieur en maçonnerie

<i>Désignations</i>	γ (kN/m ³)	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Charges (KN/m²)</i>
<i>Enduitdeciment</i>	20	0,01	0,2
<i>Briquecreux</i>	9	0,10	0,9
<i>Enduitenplâtre</i>	10	0,01	0,1

G = 1,2

II.11.3.7. L'acrotère

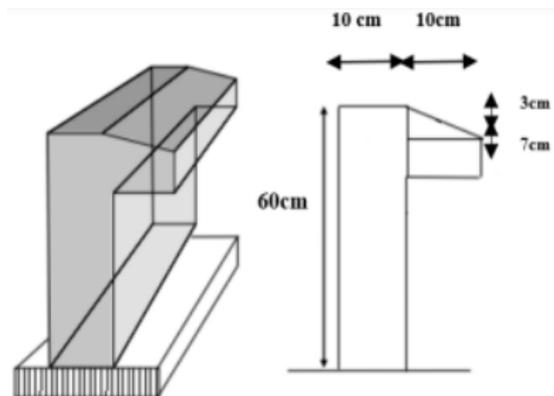


Figure II. 12 L'acrotère

<i>NDésignations</i>	γ (kN/m ³)	<i>surface (m²)</i>	<i>Charges (KN/mL)</i>
<i>NPoidspropre</i>	25	0,0685	1,7125× 1
Poids d'enduit extérieur (cimente=1,5cm)	20	0,015×0,6	0,18× 1
Poids d'enduit intérieur (cimente=1,5cm)	20	0,015×0,6	0,18× 1

G = 2,0725

Q = 1

II.12. Descente des charges sur les poteaux

Les charges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi De dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation Des différents niveaux est indépendante. [DTR.BC2.2].

II.12.1. Loi de dégression : DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toi et terrasse Q_0
- Pour le dernier étage Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0.8Q$
- Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$ (valeur conservée pour les □
- Étages inférieurs suivants).

Dans notre projet on a deux poteaux plus sollicité (C-2) et (E-1) :

La surface afférente pour la charge permanente :

$$S_G = (2.5 \times 2.55) \times 2 + (2.55 \times 1.9) \times 2 = 22.44 \text{ m}^2$$

La surface afférente pour la charge d'exploitation :

- Pour la terrasse :

$$S_{q0} = (2.70 + 2.10) \times (2.70 + 2.70) = 25.92 \text{ m}^2$$

- Pour étage courante :
- $S_q = 25.92 - (0.60 \times 0.70) = 25.5 \text{ m}^2$

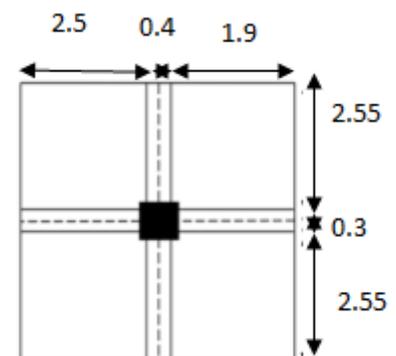


Figure II. 13 Surface afférente poteau (C-2)

II.12.2. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (C-2)

<i>Niveau</i>	<i>Élément</i>	G KN	Q KN
N1	<i>Plancher terrasse : $SG \times G_{terr}$</i> $= 22.44 \times 6.71$	150.572 34.2	25.92
	<i>Poutre Principale: $V \times \gamma BA$</i> $= 25(0.4 \times 0,60$ $\times 5,7)$	17.55	
	<i>Poutre Secondaire : $V \times \gamma BA$</i> $= 25(0.3 \times 0.45$ $\times 5.2)$		
	<i>La surcharge Q : $Q = 1 \times SQ0$</i> $= 1 \times 25.92$		
	<i>Venant N1:</i>	133.922	
N2	<i>Poteau : $V \times \gamma BA$</i> $= 25(0.60 \times 0.70$ $\times 3.06)$	32.13	
	<i>Venant N2:</i>	166.052	25.92
N3	<i>Plancher étage courant : $SG \times G_{étage}$</i> $= 22.44 \times 5.7$	127.908 34.2	38.25
	<i>Poutre Principale: $V \times \gamma BA = 25(0.4 \times$ $0,60 \times 5,7)$</i>	17.55	
	<i>Poutre Secondaire : $V \times \gamma BA = 25(0.35$ $\times 0.40 \times 5.2)$</i>		
	<i>La surcharge Q : $Q = 1.5$ $\times SQ = 1.5 \times 25.5$</i>		
	<i>Venant N3:</i>	345.71	64.17
N4	<i>Poteau : $V \times \gamma BA = 25(0.60 \times 0.70 \times$ $3.06)$</i>	32.13	

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

	<i>Venant</i> N4:	377.84	64.17
N5	Plancher étage courant : $SG \times G\acute{e}tage$ = 22.44×5.7 Poutre Principale: $V \times \gamma_{BA} = 25(0.4 \times 0,60 \times 5,7)$ Poutre Secondaire : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.40 \times 5.2)$ La surcharge Q : $Q = 1.5 \times SQ = 1 \times 25.5 \times 0.9$	127.908 34.2 17.55	34.425
	<i>Venant</i> N5:	557.498	86.296
N6	Poteau : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.60 \times 0.70 \times 3.06)$	32.13	
	<i>Venant</i> N6:	589.628	98.58
N7	Plancher étage courant : $SG \times G\acute{e}tage$ = 22.44×5.7 Poutre Principale: $V \times \gamma_{BA} = 25(0.4 \times 0,60 \times 5,7)$ Poutre Secondaire : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.40 \times 5.2)$ La surcharge Q : $Q = 1.5 \times SQ = 1 \times 25.5 \times 0.8$	127.908 34.2 17.55	30.6
	<i>Venant</i> N7:	769.286	128.655
N8	Poteau : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.60 \times 0.70 \times 3.06)$	32.13	
	<i>Venant</i> N8:	801.416	128.655
N9=N11=N13 =N15=N17=N19 =N21=N23=N25 =N27=N29=N31	$G = (127.908 + 34.2 + 17.55) \cdot 11 =$ $Q = (25.5) \cdot (0.7 \cdot 0.6 \cdot 0.5) \times 29.16 \times 9$ 0.5	1976.238	160.65
	<i>venant</i> =	2777.654	289.305

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

N10=N12= N14=N16=N18= N20=N22=N24= N26=N28=N30	32.13×11=	353.43	
	<i>Venanttotal</i> =	3131.084	289.305

Alors : $G=3131.084\text{KN}$

$Q=289.305\text{KN}$

II.13. Vérification de la résistance :(RPA)

$N_s=G+Q=3420.389=3420389\text{ N}$

$$B \geq \frac{N_s}{0.3 \times f_{c28}} = \frac{3420389 \times 10^{-6}}{0.3 \times 30} = 0.38$$

$B=0.6 \times 0.7$

$$0.7 \geq \frac{0.38}{0.6} = 0.63 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$0.6 \geq \frac{0.38}{0.7} = 0.54 \dots \dots \dots \text{CV}$$

II.14. Vérification au flambement : BAEL



- $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(3131.084) + 1.5(289.305)$

$N_u = 4660.9209\text{ KN}$

- $A_{min} = 1\%B = \frac{1}{100} (0.6 \times 0.70) = 4.2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 42 \text{ cm}^2$

- $B_r = (60 - 2) (70 - 2) = 3944 \text{ cm}^2$

- $L_f = 0.7L_0 = 0.7(3.06) = 2.142\text{m}$

- i : Rayon de giration définit par : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1715000}{60 \times 70}} = 20.21$

- I : Moment d'inertie: $I = bh^3/12 = 1715000 \text{ Cm}^3$

$$\lambda = \left(\frac{Lf}{i}\right) = \left(\frac{2.142}{0.2021}\right) = 10.598 \leq 50$$

Donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left[\left(\frac{10.598}{35}\right) \left(\frac{10.598}{35}\right) \right]} = 0.83$$

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_c \times 28}{0.9 \gamma_b} + \frac{As \cdot Fe}{\gamma_s} \right] \Rightarrow Nu \leq 0.83 \left[\frac{3944 \times 100 \times 30}{0.9 \times 1.5} + \frac{22.5 \times 100 \times 400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow 4660.9209 \text{ KN} \leq 7924054.106 \text{ kn} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont $(60 \times 70) \text{ cm}^2$

II.15. Descente des charges sur le poteau RIVE (E-1)

La surface afférente pour la charge permanente :

$$SG = (2.4 + 2.45) \cdot 2.3 = 11.55 \text{ KN}$$

La surface afférente pour la charge d'exploitation :

- Pour la terrasse :

$$SQ0 = (2.4 + 0.3 + 2.45) \times 2.6 = 13.39 \text{ m}^2$$

- Pour étage courante :

$$SQ = (2.4 + 0.3 + 2.45) \times 2.4 - (0.6 \times 0.7) = 11.94 \text{ m}^2$$

II.15.1. La surface de L'acrotère

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G1 = \text{poids de l'acrotère par mètre linéaire}$$

$$G1 = \gamma_b a \times 0.0685 = 25 \times 0.0685 = 1.7125 \text{ KN}$$

- **0.18** \longrightarrow **1cm**
- **0.54** \longrightarrow **3cm**

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

$G_2 = \text{Poids de morters de } 1.5 \times 2 = 3 \text{ cm}$

$$G_2 = 0.54 \times 0.6 = 0.32$$

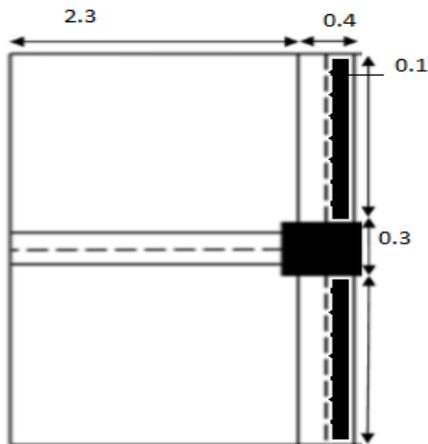


Figure II. 15 Surface afférente

Poteaux (E-1) (terrass)

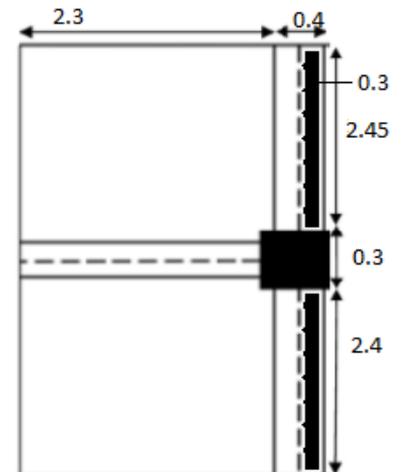


Figure II. 14 Surface afférente poteau

(E-1B) (étage courant)

II.15.2. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (E-1)

Niveau	Élément	G KN	Q KN
N1	<p><i>l'acrotère:</i></p> <p>$G_1 = 25 \times 0.0685 = 1.7125$</p> <p>$G_2 = 0.54 \times 0.6 = 0.32$</p> <p>$G_1 + G_2 = 2.0325$</p> <p>$Q = 1 \times 10.30 = 10.30$</p>	1.8925	10.30
N2	<p>Plancher terrasse : $SG \times (G_{ter})$</p> <p>11.55×6.7</p> <p>Poutre Principale: $V \times \gamma_{BA} = 25(0.4 \times 0.60 \times 5.7)$</p> <p>Poutre Secondaire : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.3 \times 0.45 \times 5.2)$</p> <p>La surcharge Q : $Q = 1 \times SQ_0 = 1 \times 13.39$</p>	77.50 34.2 17.55	13.39
	<i>Venant N1:</i>	131.1425	23.69
N3	Poteau : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.60 \times 0.70 \times 3.06)$	32.13 34	

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

	Mer $ext=2.46 \times 4.85 \times 2.85$		
	<i>VenantN2:</i>	197.2725	23.69
N4	Plancher étage courant: $SG \times (Getg)$ 11.55 \times 5.7 Poutre Principale: $V \times \gamma BA = 25(0.4 \times 0,60 \times 5,7)$ Poutre Secondaire : $V \times \gamma BA = 25(0.3 \times 0.45 \times 5.2)$ La surcharge Q : $Q = 1.5 \times SQ = 1.5 \times 11.94$	65.835 34.2 17.55	17.91
	<i>VenantN3:</i>	314.8575	41.6
N5	Poteau : $V \times \gamma BA = 25(0.60 \times 0.70 \times 3.06)$ $Merext=2.46 \times 4.85 \times 2.85$	32.13 34	
	<i>VenantN4:</i>	380.987	41.6
N6	Plancher étage courant: $SG \times (Getg)$ 11.55 \times 6.71 Poutre Principale: $V \times \gamma BA = 25(0.4 \times 0,60 \times 5,7)$ Poutre Secondaire : $V \times \gamma BA = 25(0.3 \times 0.45 \times 5.2)$ La surcharge Q : $Q = 1.5 \times SQ = 1.5 \times 11.94 \times 0.9$	65.835 34.2 17.55	16.12
	<i>VenantN5:</i>	498.5725	57.72
N7	Poteau : $V \times \gamma BA = 25(0.60 \times 0.70 \times 3.06)$ $Merext=2.46 \times 4.85 \times 2.85$	32.13 34	

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

	<i>VenantN6:</i>	564.7025	57.72
N8	Plancher étage courant: $SG \times (Getag)$ 11.55×6.71 Poutre Principale: $V \times \gamma BA = 25(0.4 \times 0,60 \times 5,7)$ Poutre Secondaire : $V \times \gamma BA = 25(0.3 \times 0.45 \times 5.2)$ La surcharge Q : $Q = 1.5 \times SQ = 1.5 \times 11.94 \times 0.8$	65.835 34.2 17.55	14.33
	<i>VenantN7:</i>	682.2875	72.05
N9	Poteau : $V \times \gamma BA = 25(0.60 \times 0.70 \times 3.06)$ $Merext = 2.46 \times 4.85 \times 2.85$	32.13 34	
	<i>VenantN8:</i>	748.4175	72.05
N10=N12=N14= N16=N18= N20=N22=N24= N26=N28=N30	$G = (65.835 + 34.2 + 17.55) \cdot 11 =$ $Q = 1.5 \times SQ = 1.5 \times 11.94 \times (0.7 \times 0.6 \times 0.5) + 17.91 \times 0.5) \cdot 9$	1293.435	112.833
	VEANT=	2041.8525	184.883
N11=N13= N15=N17=N19= N21=N23=N25= N27=N29=N31	Poteau : $V \times \gamma BA = 25(0.60 \times 0.70 \times 3.06) \times 11$ $Merext = 2.46 \times 4.85 \times 2.85 \times 11$	353.43 374	
	<i>Venanttotal =</i>	2769.2825	184.883

Alors :

- $G = 2769.2825 \text{ KN}$
- $Q = 184.883 \text{ KN}$

II.16. Vérification de la résistance :(RPA)

$$N_s = G + Q = 2954.1655 \text{ KN} = 2954165.5 \text{ N}$$

$$B \geq \frac{N_s}{0.3 \times f_{c28}} = \frac{6591167 \times 10^{-6}}{0.3 \times 30} = 0.33$$

$$0.6 \geq \frac{0.33}{0.7} = 0.47$$

$$0.7 \geq \frac{0.33}{0.6} = 0.55$$

➤ Toutes les conditions ne sont pas vérifiées

les dimensions adoptées pour les poteaux sont (60 × 70) cm²

II.17. Vérification au flambement: BAEL



$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35(6406.284) + 1.5(184.883)$$

$$Nu = 4015.855 \text{ KN}$$

$$\bullet \text{ } A_{min} = 1\%B = \frac{1}{100}(0.6 \times 0.70) = 4.2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 42 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \text{ } Br = (60 - 2)(70 - 2) = 3944 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \text{ } Lf = 0.7L_0 = 0.7(3.06) = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda = 3.46 \left(\frac{Lf}{a} \right) = 3.46 \left(\frac{2.142}{0.40} \right) = 18.5283$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left[\left(\frac{18.5283}{35} \right) \left(\frac{18.5283}{35} \right) \right]} = 0.83$$

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{As \cdot Fe}{\gamma_s} \right] \Rightarrow Nu \leq 0.83 \left[\frac{3944 \times 100 \times 30}{0.9 \times 1.5} + \frac{22.5 \times 100 \times 400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow 4015.855 \text{ KN} \leq 7924054.106 \text{ kn} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

Toutes les conditions sont vérifiées

Les dimensions adoptées pour les poteaux sont (60×70) cm²

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Dans ce chapitre nous avons calculons et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier...). Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99/2003

III.2. Définition

L'acrotère est un élément de protection conçu pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé.

Le rôle de l'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

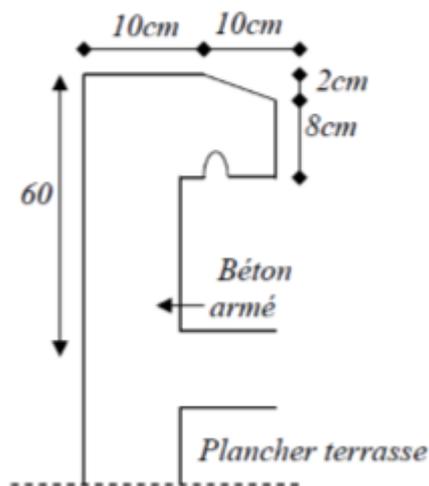


Figure III. 1. Schéma statique de l'acrotère

III.2.2. Mode de travail

L'acrotère est calculé comme une console encastree a sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge « Q » horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal « N » appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre « G ».

III.2.3 Hypothèses de calcul

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

III.2.4 Détermination de l'effort due au séisme

D'après RPA99/V2003 (art 6.2.3) page 39 : Les forces horizontales de calcul

F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

- A = coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

Pour notre projet (zone III, groupe d'usage B1) $A = 0.20$

- C_p = facteur de force horizontale variant entre (0.3 et 0.8) obtenu du tableau (6.1).

Elément en console $C_p = 0.8$

$$W_p = \text{poids propre de l'acrotère} \quad W_p = 2.0325 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 2.0325 \times 0.80 \times 0.20 = 1.3008 \text{ KN/ml}$$

D'après D.T.R.BC.2.2

- Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$F = \max(Q, F_p) \quad F = \max(1 \text{ KN/ml}, 1.3008 \text{ KN/ml}) \quad F = F_p \\ = 1.3008 \text{ KN/mL}$$

III.2.5 Sollicitations

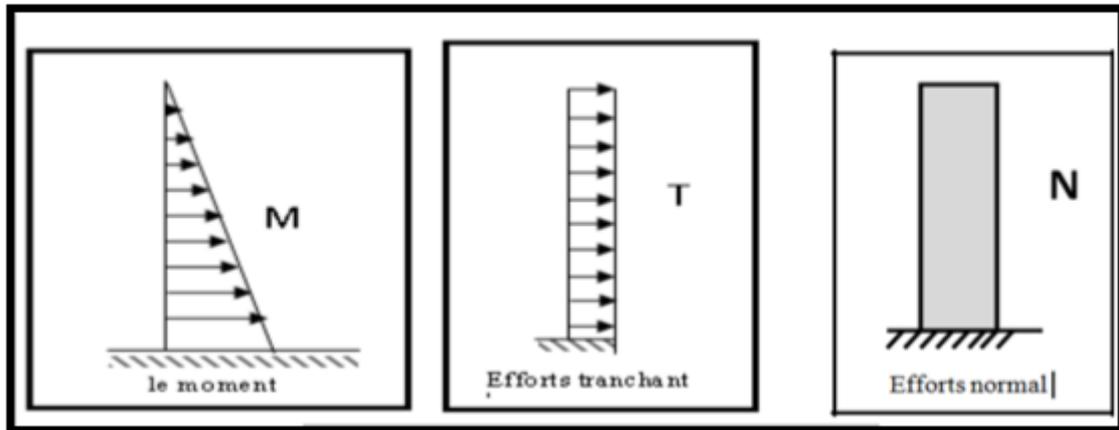


Figure III. 2: schéma statique de M, N, T

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

III.2.6 Combinaisons d'actions

$$G = 2.0325 \text{ KN/ml}$$

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

➤ *E.L.U:*

$$Nu = 1.35 \times Ng = 2.744 \text{ KN/ml}$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$Mu = 1.5 \times Q \times h \Rightarrow Mu = 1.5 \times 1.3008 \times 0,6 = 1.1707 \text{ KN.m}$$

$$Tu = 1.5 T = 1.5 \times 1.3008 = 1.9512 \text{ KN/ml}$$

➤ *E.L.S:*

$$Nser = Ng = 2.0325 \text{ KN/ml}$$

$$Mser = M = 0.79584 \text{ KN.ml}$$

III.2.7. Calcul de ferrailage

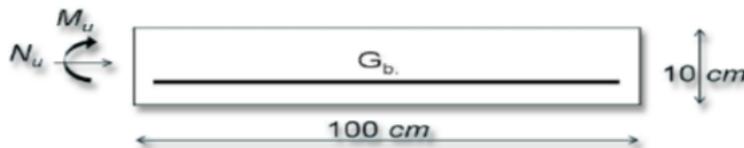


Figure III. 3.Coupe de ferrailage

NU (KN/ml)	MU (KN.m)	Tu (KN)	$NSer$ (KN)	$MSer$ (KN)
2.744	1.1707	1.9512	2.0325	0.79584

Tableau III.1.Récapitulatif résultats des sollicitations

III.2.8. Armatures longitudinales

III.2.8.1. Calcul des armatures à L'E.L. U

III.2.8.1.1. Calcul de l'excentricité

$$eu = Mu / Nu = 1.1707 / 2.744 = 0.43 \text{ m}$$

$$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad eu = 43 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$

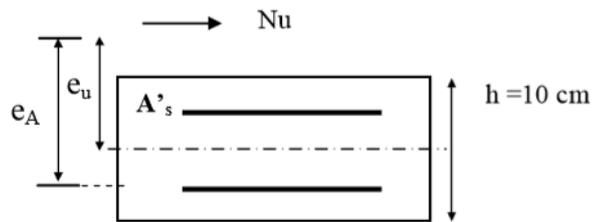
D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($Nu > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif Mf puis on se ramène à la flexion composée.

III.2.8.1.2. Calcul en flexion simple

• Moment fictif

$$eA = eu + (h/2 - d') = 0.43 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right) = 0.46 \text{ m}$$

$$Mf = Nu \times eA = 2.744 \times 0.46 = 1.262 \text{ Kn.m}$$



- **Moment réduit :**

$$Fbu = \frac{0.85 \cdot fc28}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 30}{1 \cdot 1.15} = 22.17$$

$$\mu bu = \frac{Mf}{b \cdot d^2 \cdot Fbu} = \frac{1.262}{1 \cdot 0.08^2 \cdot 22.17 \cdot 10^3} = 8.89 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu = 8.89 \cdot 10^{-3} \leq \mu L = 0.392 \implies Ac = 0$$

- **Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(8.89 \cdot 10^{-3})}) = 0.012$$

$$\alpha = 0.012 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.012)) = 0.995$$

$$Z = d \cdot \beta$$

$$A = \frac{Mf}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1.286 \cdot 10}{348 \cdot 0.08 \cdot 0.995} = 0.46 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée**

$$: As = A - (Nu / \sigma_s) = 0.46 - (2.7978 \times 10) / (348) = 0.38 \text{ cm}^2$$

III.2.9. Les vérifications

III.2.9.1. ELU

III.2.9.1.1. Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = (0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}) \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 0.23 (100 \times 8) \times 2.4 / 400 = 0.966 \text{ cm}^2$$

III.2.10. Calcul des armatures à E.L.S

- La contrainte de traction d'armature BAEL91(A.4.5.3.3) :

III.2.10.1. Fissurations Préjudiciables

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right]$$

η : coefficient de fissuration = 1.6 pour les barres HA

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times 400 \cdot 110 \sqrt{1.6} \times 2.4 \right] = \min [266.67 ; 215.55] = 215.55 \text{ MPa}$$

III.2.10.2. Détermination du centre de pression

$$M_{bc} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.79584}{2.0725} = 0.384 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

III.2.10.3. Calcul de la section à la flexion simple

$$\begin{aligned} M_{1ser} &= M_{ser} + N_{ser} (h/2 - C) \\ &= 0.79584 + 2.0725 (0.1/2 - 0.03) = 0.8373 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.8373}{1 \cdot 0.08^2 \cdot 22.17 \cdot 10^{-3}} = 6 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu = 6 \cdot 10^{-3} \leq \mu_L = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad A_c = 0$$

➤ **Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(6 \cdot 10^{-3})}) = 7.52 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha = 7.52 \cdot 10^{-3} < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (7.52 \cdot 10^{-3})) = 0.996$$

$$Z = d \cdot \beta$$

$$A_{ser1} = \frac{M_f}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{0.8373 \cdot 10}{348 \cdot 0.08 \cdot 0.996} = 0.30 \text{ cm}^2$$

III.2.11. Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = (0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}) \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 0.23 (100 \times 8) \times 2.4 / 400 = 0.966 \text{ cm}^2$$

III.2.12. Pourcentage minimal d'armature longitudinale BAEL (B.5.3.1)

$$AL \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$AL = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ; AL) = \max (0.70; 0.85 ; 2.5)$$

III.2.13. Conclusion de ferrailage

$$A_s = \text{Max} (A ; A_{\text{min}} ; A_s) = (0.30 ; 2.50; 0.966) = 0.996 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A = A_l = 5 \text{ } \varnothing 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Avec espacement

$$St = 100/5 = 20 \text{ cm.}$$

III.2.14. Armature de répartition

$$A_r = A_l/4 = 2.51 / 4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

Repartie sur 100 cm de hauteur, avec un espacement :

$$St = 100/3 = 34 \text{ cm}$$

On prend $\checkmark 3 \text{ } \varnothing 6 = 0.85 \text{ cm}^2$ avec espacement $St = 34 \text{ cm}$

III.2.15. Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$Vu = 1.5 \times Fp = 1.5 \times 1.3008 \text{ KN/ml} = 1.9512 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{vu}{b.d} = \frac{1.9512 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.024$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\tau_{\bar{u}} = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \tau_{\bar{u}} \rightarrow \min (0.15 \times 25 / 1.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{\bar{u}} = 2.5 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u = 0.024 \text{ MPa} \leq \tau_{\bar{u}} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (c.v)$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires

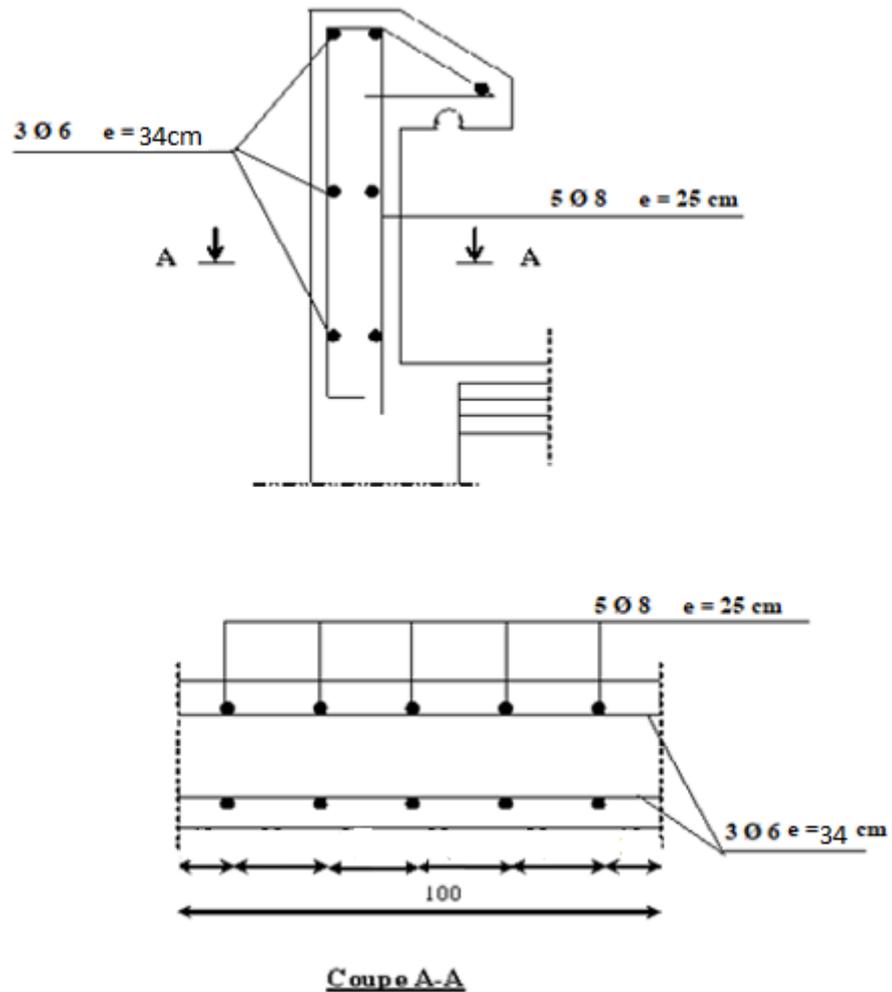


Figure III. 4. Schéma du ferrailage de L'acrotère

III.3. Les balcons

III.3.1. Méthode de calcul

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

G : Poids propre de la console.

Q : Surcharge d'exploitation.

P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

III.3.2. Balcon accessible

Charge permanente $G = 5580 \text{ N/ml}$.

Charge d'exploitation $Q = 3500 \text{ N/ml}$

Murs extérieurs :

La hauteur du mur : $h = 1.20 \text{ m}$

On prend une bande de 1 m .

$$P = 2850 \times 1.20 \times 1 = 3420 \text{ N/ml}$$

III.3.2. E.L.U

- $Pu = 1.35 (G + P) + 1.5Q$
- $Pu = 1.35 (5.58 + 3.42) + 3.5 \times 1$
- $Pu = 17.4 \text{ KN}$

$$Mx = P \frac{Lx^2}{8} \left(ly - \frac{lx}{2} \right) + P \frac{lx^3}{48}$$

$$Mx = 17.4 \frac{1.20^2}{8} \times \left(4 - \frac{1.2^3}{2} \right) + 17.4 \frac{1.2^3}{48}$$

$$Mx = 10.45 \text{ KN.m}$$

- En travée : $M_{xt} = 0.85 Mx = 8.88 \text{ KN.m}$
- En appuie : $M_{xA} = 0.3 Mx = 3.14 \text{ KN.m}$

$$My = P \frac{lx^3}{24} = 17.4 \frac{1.2^3}{24} = 1.25 \text{ KN.m}$$

- En travée : $M_{yt} = 0.85 My = 1.06 \text{ KN.m}$
- En appuie : $M_{yA} = 0.3 My = 0.37 \text{ KN.m}$

III.3.2. E.L.S

$$P_{ser} = P + G + Q$$

$$P_{ser} = 5.58 + 3.500 + 3.420$$

$$P_{ser} = 12.5 \text{ KN.m}$$

$$Mx = P \frac{Lx^2}{8} \left(ly - \frac{lx}{2} \right) + P \frac{lx^3}{48}$$

$$Mx = 12.5 \frac{1.20^2}{8} \times \left(4 - \frac{1.2^3}{2} \right) + 12.5 \frac{1.2^3}{48}$$

$$Mx = 7.51 \text{ KN.m}$$

- En travée : $M_{xt} = 0.85 Mx = 6.38 \text{ KN.m}$
- En appuie : $M_{xA} = 0.3 Mx = 2.25 \text{ KN.m}$

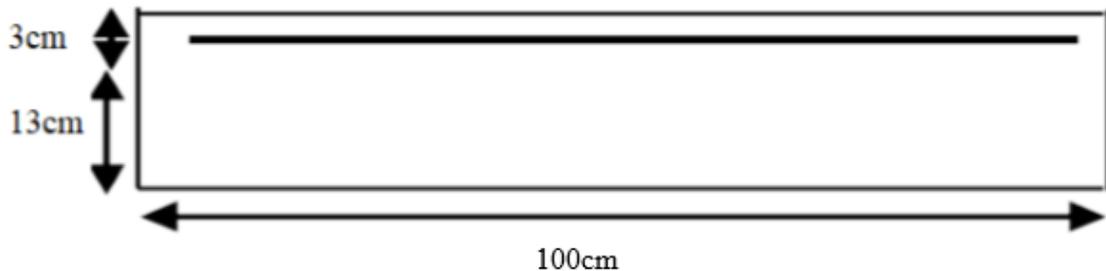
$$M_y = P \frac{lx^3}{24} = 12.5 \frac{1.2^3}{24} = 0.9 \text{KN.m}$$

- En travée : $M_{xt} = 0.85M_y = 0.76 \text{KN.m}$
- En appuie : $M_{xA} = 0.3 M_y = 0.27 \text{KN.M}$

		E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
Balcon étage	En travée	$M_{xt} = 8.88$ $M_{yt} = 1.06$	$M_{xt} = 6.38$ $M_{yt} = 2.25$
	En appuie	$M_{xa} = 3.14$ $M_{ya} = 0.37$	$M_{xa} = 0.76$ $M_{ya} = 0.27$

Tableau III. 2.Les charge sur travée et appuis

III.3.3. Calcul Du Ferrailage



L'enrobage :

$$d = ep - c$$

$$c = 1/2\phi l + ecr$$

$$\phi l \leq ep/10 \implies \phi l \leq 160/10 \implies \phi l \leq 16 \text{ mm}$$

$$\text{Alor : } c = 1/2 \times 1.6 + 1 = 2.8 \text{cm} \implies c = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } d = 16 - 3 = 13 \text{ cm}$$

III.3.3.1.E.L.U

- En travée :

$$M_{xt} = 8.88 \text{KN.m}$$

$$Fbu = \frac{0.85 * fc28}{\theta * \gamma b} = \frac{0.85 * 30}{1 * 1.15} = 22.17$$

$$\mu bu = \frac{MU}{b * d^2 * fbu} = \frac{8.88 * 10^6}{22.17 * 1000 * 130^2} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 \leq \mu L = 0.392 \implies Ac = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.024)}) = 0.015$$

$$\alpha = 0.015 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 * (0.012)) = 0.994$$

$$Z = d * \beta$$

$$A = \frac{MU}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{8.88 * 10^6}{348 * 130 * 0.994} = 1.97 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T12=4.52 cm²**

- **En appuie :**

$$MxA = 3.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu bu = \frac{MU}{b * d^2 * fbu} = \frac{3.14 * 10^6}{22.17 * 1000 * 130^2} = 8.38 \times 10^{-3}$$

$$\mu = 8.38 \times 10^{-3} \leq \mu L = 0.392 \implies Ac = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(8.38 \times 10^{-3})}) = 0.011$$

$$\alpha = 0.011 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 * (0.011)) = 0.995$$

$$Z = d * \beta$$

$$A = \frac{MU}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{3.14 * 10^6}{348 * 130 * 0.995} = 0.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T12=4.52 cm²**

- **En travée :**

$$Myt = 1.06 \text{ KN.m}$$

$$Fbu = \frac{0.85 * fc28}{\theta * \gamma b} = \frac{0.85 * 30}{1 * 1.15} = 22.17$$

$$\mu bu = \frac{MU}{b * d^2 * fbu} = \frac{1.06 * 10^6}{22.17 * 1000 * 130^2} = 0.0082$$

$$\mu = 0.0082 \leq \mu L = 0.392 \implies Ac = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0082)}) = 0.01$$

$$\alpha = 0.01 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.01)) = 0.996$$

$$Z = d * \beta$$

$$A = \frac{MU}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{1.06 * 10^6}{348 * 130 * 0.996} = 0.23 \text{ cm}^2$$

On adopter: 4T14=4.52 cm²

- **En appuie :**

$$M_{xA} = 0.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{MU}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{3.14 * 10^6}{22.17 * 1000 * 130^2} = 8.38 \times 10^{-3}$$

$$\mu = 8.38 \times 10^{-3} \leq \mu_L = 0.392 \implies A_c = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(8.38 \times 10^{-3})}) = 0.011$$

$$\alpha = 0.011 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.011)) = 0.995$$

$$Z = d * \beta$$

$$A = \frac{MU}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{3.14 * 10^6}{348 * 130 * 0.995} = 0.69 \text{ cm}^2$$

On adopter: 4T10=3.14 cm²

III.3.3.2.ELS

On a la fissuration est peu préjudiciable donc on n'a pas besoin de vérifier $\sigma_s < \sigma_s$, il suffit de vérifier $\alpha < \alpha$:

Selon BAEL 91 :

$$\alpha < [\alpha] = ((\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100)) =$$

	<i>ELU (KN.m)</i>	<i>ELS (KN.m)</i>	γ	Fc28	α	(α)	condition
Balcon étage	<i>M_{xt} = 8.88</i>	<i>M_{xt} = 6.38</i>	1.3	30	0.01	0.49	CV
			9		5	5	
	<i>M_{xa} = 3.14</i>	<i>M_{xa} = 0.76</i>	4.1	30	0.01	1.86	CV
			3		1	5	
<i>M_{yt} = 1.06</i>	<i>M_{yt} = 2.25</i>	0.4	30	0.01	0.03	CV	

			7			5	
	$M_{ya} = 0.37$	$M_{ya} = 0.27$	1.3	30	0.01	0.48	CV
			7		1	5	

Tab. III.3. Calcul Du Ferrailage

III.3.4. Condition de non fragilité selon BAEL91 (art A.4.2.1) page 22 :

$$A_{min1} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{min1} \leq 0.23 \times 100 \times 13 \times 2.4 / 400 = 1.79 \text{ cm}^2$$

III.3.5. Pourcentage minimal CBA93 article (B.6.4) :

$$A_{min2} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min2} \geq 0.001 \times 100 \times 16 = 1,6 \text{ cm}$$

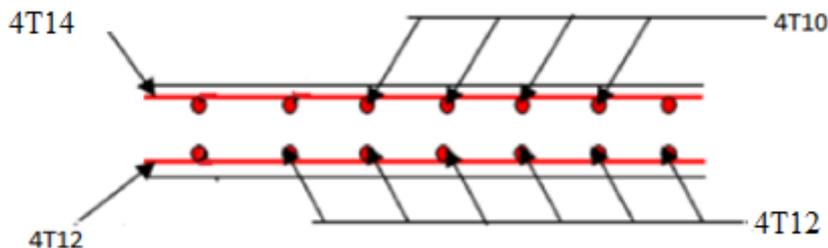


Figure III. 5. Schéma du ferrailage de balcon

III.4.L'escaliers**III.4.1. Introduction**

Les escaliers sont des éléments de la structure qui permettent de franchir les niveaux. Ils sont composés des éléments suivants : paillasse, volée, palier, marche (giron), contre marche.

Les deux volées comportent (palier- paillasse -palier)

- hauteur de l'étage $H_e = 3,06\text{m}$

- hauteur de marche $h = 17\text{cm}$

- nombre des marches $n=18$
- largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$

D'où on adopte 9 marches par volée

III.4.2. Charge et surcharge : (les escaliers d'habitation)

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place. Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

III.4.3. Détermination des charges et surcharges

La paillasse : $\begin{cases} G = 6.57 \text{KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$

Le palier : $\begin{cases} G = 4.7 \text{KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$

III.4.4. Combinaisons des charges

$ELU : \quad qu = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1m \text{ KN/ml}$

$ELS : \quad qser = (G + Q) \times 1m \text{ KN/ml}$

III.4.5. Charges et surcharges

Les charges	$G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$Q \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$qu \text{ (KN/ml)}$	$qs \text{ (KN/ml)}$
<i>Paillasse</i>	6.57	2.5	12.61	9.07
<i>palier</i>	4.7	2.5	10.09	7.2

Tableau III. 3.Charges et surcharges d'escalier

III.4.6. Schéma statique

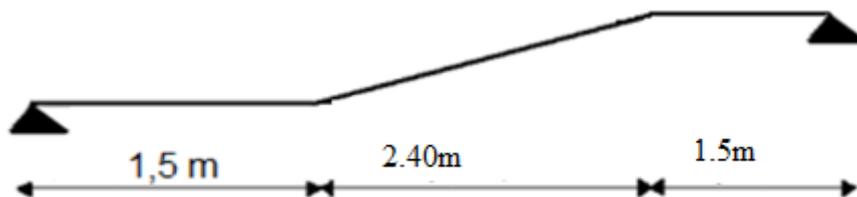


Figure III.4: Schéma statique des escaliers.

III.4.7. Evaluation des charges**III.4.7.1. Charges permanentes**

Les charges sont calculées par mètre linéaire horizontal.

$$\gamma_{ba} = 25 \text{KN/m}^3$$

$$\gamma_b = 22 \text{KN/m}^3$$

$$\gamma_{rev} = 20 \text{KN/m}^3$$

III.4.7.1.1. Charges sur la paillasse

Poids propre de paillasse :(e=16cm)

$$P_p = \gamma_{ba} \times \frac{e}{\cos \alpha} \times 1m = 25 \times \frac{0.16}{\cos 29.68} = 4.60 \text{ KN /m}$$

Poids propre de marche

$$P_m = \gamma_b \times \frac{1}{2} h \times 1m = 22 \times \frac{17}{2} \times 1m = 1.87 \text{ KN /m}$$

Poids propre de revêtement (e_{rev} = 3cm)

$$P_{rev} = \gamma_{rev} \times e_{rev} \times 1m = 20 \times 0.03 \times 1m = 0.6 \text{ KN /m}$$

$$G = P_p + P_m + P_{rev} = 7.07 \text{KN/m}$$

III.4.7.1.2. Charge sur le palier:(e=16cm)

Poids propre de palier

$$P_{pa} = \gamma_{ba} \times e \times 1m = 25 \times 0.16 \times 1m = 4 \text{ KN /m}$$

Poids propre de revêtement (e_{rev} = 3cm)

$$P_{rev} = \gamma_{rev} \times e_{rev} \times 1m = 20 \times 0.03 \times 1m = 0.6 \text{ KN /m}$$

$$G_2 = P_{pa} + P_{rev} = 4.6 \text{KN/m}$$

III.4.7.2. Charges d'exploitation

On adopte pour l'escalier une charge d'exploitation : Q=2.5KN /m³

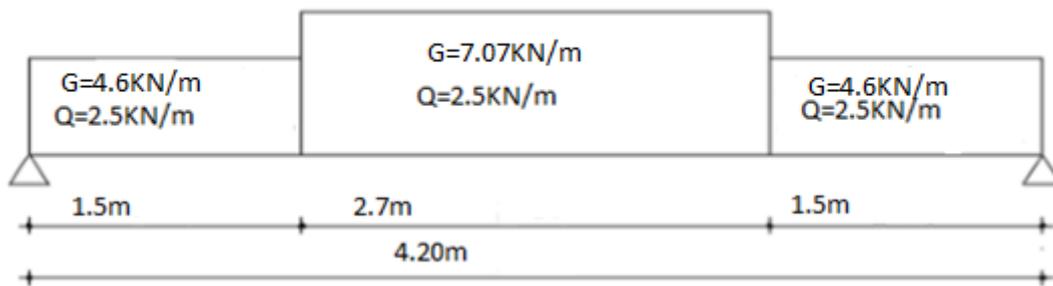


Figure III. 6 Schéma statique des escaliers.

➤ **ELS**

$$Q1 = Q3 = G + Q = 7.1 \text{ KN/m}$$

$$Q2 = G + Q = 9.57 \text{ KN/m}$$

$$Q_{eq} = \frac{2 \times (7.1 \times 1.5) + 9.57 \times 2.7}{4.2} = 10.76 \text{ KN/m}$$

$$M = \frac{Q_{eq} \times L^2}{8} = \frac{10.76 \times 4.2^2}{8} = 23.74 \text{ KN.m}$$

➤ **ELU**

$$Q1 = Q3 = 1.35 \times G + 1.5Q = 9.96 \text{ KN/m}$$

$$Q2 = 1.35 \times G + 1.5Q = 13.3 \text{ KN/m}$$

$$Q_{eq} = \frac{2 \times (9.96 \times 1.5) + 13.3 \times 2.7}{4.2} = 15.66 \text{ KN/m}$$

$$M = \frac{Q_{eq} \times L^2}{8} = \frac{15.66 \times 4.2^2}{8} = 34.53 \text{ KN.m}$$

III.4.8. Ferrailage à LELU

Le calcul des armatures est réalisé sur une poutre isostatique de section (0.16x1) m² soumise à la flexion simple.

• **Moment sur appuis**

$$M_a = 0.3 \times M_t = 10.53 \text{ KN.m}$$

• **Moment sur travée**

$$M_t = 0.85 \times M_t = 29.35 \text{ KN.m}$$

III.4.8.1. Armatures longitudinales

III.4.8.1.1. En travée

$$M_t = 29.53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{MU}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{29.53 \times 10^{-3}}{22.17 \cdot 1 \cdot 0.13^2} = 0.078$$

$$\mu = 0.078 \leq \mu_L = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_c = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.078)}) = 0.101$$

$$\alpha = 0.101 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.669)) = 0.959$$

$$Z = d \cdot \beta$$

$$A = \frac{MU}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{29.53 \times 10^{-3}}{348 \cdot 0.130 \cdot 0.959} = 6.56 \text{ cm}^2$$

On adopter: $6T12 = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

III.4.8.1.2. En appuis

$$M_a = 10.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{MU}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.35 \times 10^{-3}}{22.17 \cdot 1 \cdot 0.13^2} = 0.027$$

$$\mu = 0.027 \leq \mu_L = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_c = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.027)}) = 0.034$$

$$\alpha = 0.034 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.034)) = 0.986$$

$$Z = d \cdot \beta$$

$$A = \frac{MU}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10.35 \times 10^{-3}}{348 \cdot 0.130 \cdot 0.986} = 2.32 \text{ cm}^2$$

On adopter: $3T12 = 3.40 \text{ cm}^2$

III.5 .Calcul De La Poutre Palière

III.5.1. Introduction

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à

- Son poids propre "pp".
- Poids du mur extérieur pm. \emptyset
- La réaction de la volée.

III.5.2. Pré dimensionnement

On a : L max=5.40 m (entre axe)

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{540}{16} \leq h \leq \frac{540}{10} \quad \Longrightarrow \quad 33.75 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm} \quad \text{en prend } (h=45 \text{ cm})$$

La largeur de la poutre suivant cette condition $0.3h \leq b \leq 0.6h$

$$\text{Donc } 0.3 \cdot 45 \leq b \leq 0.6 \cdot 45 \quad 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 27 \text{ cm} \quad \text{en prend } (b=30 \text{ cm})$$

III.5.2.1. Vérification selon le R.P.A 99 versions 2003 article 7.5.1

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} (c.v)$
- $h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} (c.v)$
- $h / b = 1.5 < 4 (c.v)$

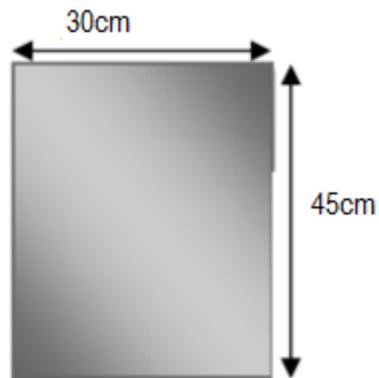
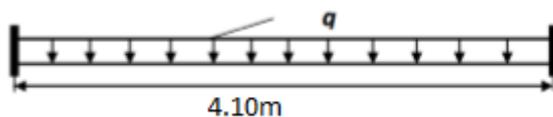


Figure III. 7: coup d'une section de Poutre Palier

Donc la section retenue pour la poutre secondaire: est : (30x 45) cm².

III.5.3. Evaluations des charges



- Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.45 \times 25 = 3.375 \text{ KN/ml}$

- Poids du mur : $(\frac{h}{2} - h_{pp} - h_{pb}) \times 2.85 = (\frac{3.06}{2} - 0.6 - 0.45) 2.8 = 1.368 \text{ KN/ml}$
- Poids de palier: $G_{\text{palier}} = 4.7 \text{ KN/ml}$
- Poids de la paillasse : $G_{\text{paillasse}} = 6.57 \text{ KN/ml}$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1 \text{ m}$ donc les charges sont :

$$Q_{\text{palier}} = Q \cdot 1 \text{ m} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{paillasse}} = Q \cdot 1 \text{ m} = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{eq}} = ((4.7 \times 4.10) + (6.57 \times 2.7))/2 + 3.375 + 1.368 = 27.38 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{eq}} = ((2.5 \times 4.10) + (2.5 \times 2.70))/2 = 13.63 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison d'action :**

- **ELU :**

$$P_u = 1.35 \times 27.38 + 1.5 \times 13.63 = 57.41 \text{ KN/ml}$$

- **ELS :**

$$P_{\text{ser}} = 27.38 + 13.63 = 41 \text{ KN/ml}$$

III.5.4. Calculs le moment fléchissant et l'effort tranchant

- **ELU**

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{57.41 \times 4.1^2}{8} = 120.63 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{57.41 \times 4.1}{2} = 117.7 \text{ KN.m}$$

a) En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 120.63 = 102.53 \text{ KN.m}$$

b) En appui :

$$M_a = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 120.63 = 36.19 \text{ KN.M}$$

- **ELS :**

$$M_0 = \frac{P_{ser} \times l^2}{8} = \frac{41 \times 4.1^2}{8} = 86.15 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P_{ser} \times l}{2} = \frac{41 \times 4.1}{2} = 84.05 \text{ KN.m}$$

a) En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 86.15 = 73.23 \text{ KN.m}$$

b) En appui :

$$M_a = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 86.15 = 25.85 \text{ KN.M}$$

	<i>P</i> (KN/ml)	<i>M</i> ₀ (KN.m)	<i>M</i> _t (KN.m)	<i>M</i> _a (KN.m)	<i>T</i> (KN)
E.L.U	57.41	120.63	102.53	36.19	117.7
E.L.S	41	86.15	73.23	25.85	84.05

Tableau III. 4. Moments et Effort Tranchants

III.5.5. Calcul de ferrailage

III.5.5.1. Armatures longitudinales

III.5.5.1.1. E.L.U

L'enrobage :

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 45 - 3 = 42 \text{ cm}$$

$$d = 42 \text{ cm}$$

a) En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{102.53 \times 10^{-3}}{22.17 \times 0.3 \times 0.42^2} = 0.087$$

$$\mu = 0.087 \leq \mu_L = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_c = 0$$

➤ **Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.087)}) = 0.113$$

$$\alpha = 0.113 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.113)) = 0.955$$

$$Z = d \cdot \beta$$

$$A = \frac{MT}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{102.53 \times 10^{-3}}{348 \cdot 0.42 \cdot 0.955} = 7.35 \text{ cm}^2$$

On adopter: 4T14=7.70 cm².

➤ **b) En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{MA}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{36.19 \times 10^{-3}}{22.17 \cdot 0.3 \cdot 0.42^2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 \leq \mu L = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_c = 0$$

➤ **Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.030)}) = 0.038$$

$$\alpha = 0.038 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.038)) = 0.984$$

$$Z = d \cdot \beta$$

$$A = \frac{MT}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{36.17 \times 10^{-3}}{348 \cdot 0.42 \cdot 0.984} = 2.51 \text{ cm}^2$$

On adopter: 3T12=3.39 cm²

III.5.5.1.2. ELS

On a la fissuration est peu préjudiciable donc on n'a pas besoin de vérifier $\sigma_s < \sigma_s$, il suffit de vérifier $\alpha < \alpha$:

$$\alpha \leq [\alpha] = (\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	γ	Fc28	α	$[\alpha]$	condition
travée	Mt=102.53	Mt=73.23	1.40	30	0.113	0.5	CV
appui	Ma=36.19	Ma=25.85	1.4	30	0.038	0.5	CV

Tableau III. 5 Vérification ELS

III.5.6. Condition de non fragilité selon BAEL91 (art A.4.2.1) page 22

$$A_{min1} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{min1} \leq 0.23 \times 30 \times 42 \times 2.4 / 400 = 1.73 \text{ cm}^2$$

III.5.7. Pourcentage minimal CBA93 article (B.6.4)

$$A_{min2} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min2} \geq 0.001 \times 30 \times 45 = 1,35 \text{ cm}$$

Donc : $A = \max (A_u ; A1 \text{ min}, A2 \text{ min}) = 7.70 \text{ cm}^2$

	$A(\text{cm}^2)$	$A_{min1}(\text{cm}^2)$	$A_{min2}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
Travée	7.70	1.73	1.35	7.35	4T14=7.70 cm ²
appui	3.39	1.73	1.35	2.51	3T12=3.39 cm ²

Tableau III.6.ferraillage De La Poutre Palière

III.5.8.Vérification de l'effort tranchant

a) contrainte tangentielle : $\implies Tu \text{ max} = 117.7 \text{ KN.m}$

$$\tau_u \leq [\tau] \tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{117.7 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42} = 0.934 \text{ MPA}$$

$$[\tau] = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \mid 5 \text{ MPA}\right) = 3 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.934 \leq (\tau) = 3 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

III.5.9.Calcul de la poutre a la torsion

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$T_u = M_a (\text{Escalier}) = 10.53 \text{ KN.m.}$$

Le moment de torsion maximale :

$$M_{\text{tor}} = M_{\text{app}} \times \frac{L}{2} = 10.53 \times \frac{4.10}{2} = 21.58 \text{ KN.m}$$

III.5.10. Vérification du béton

Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.4.21)

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2. \Omega . b_0}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 10530 \text{ N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = (45 - 5) \times (30 - 5) = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uv} = \frac{10530}{2 \times 1000 \times 5} = 1.053 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq (\bar{\tau}_{ultim})^2 \quad \text{section pleine}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = (0.934)^2 + (1.053)^2 = 1.98$$

$$(\bar{\tau}_{ultim})^2 = (2.5)^2 = 6.25$$

$$1.98 \leq 6.25 \dots \dots \text{C.V}$$

III.5.11. Les armatures longitudinales

$$A_l = \frac{U \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

$$U = 2[(b - b_t) + (h - b_t)] = 2[(30 - 5) + (45 - 5)] = 130 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{130 \times 21580}{2 \times 1000 \times 348} = 4.03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4HA12 = 10.65 \text{ cm}^2.$$

III.5.12. Armatures transversales

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{21.58 \times 10^5 \times 15}{2 \times 1000 \times 10^2 \times 348} = 0.465 \text{ cm}$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm => Soit : $A_t = 3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$.

On prend les armatures transversales Calcul à la flexion.

III.5.13. Vérification de la flèche CBA93 (article B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{45}{410} = 0.109 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} = \frac{45}{410} \geq \frac{73.23}{86.25 \times 10} = 0.109 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0065 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.5.14. Présentation du ferrailage

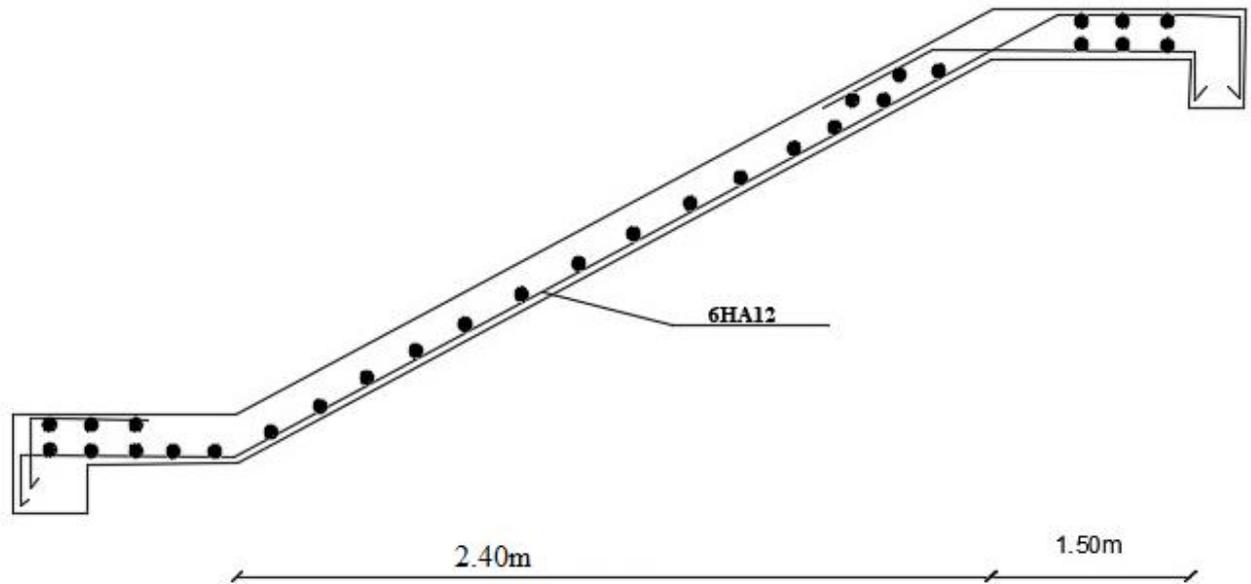


Figure III. 8 : Ferrailage d'escalier

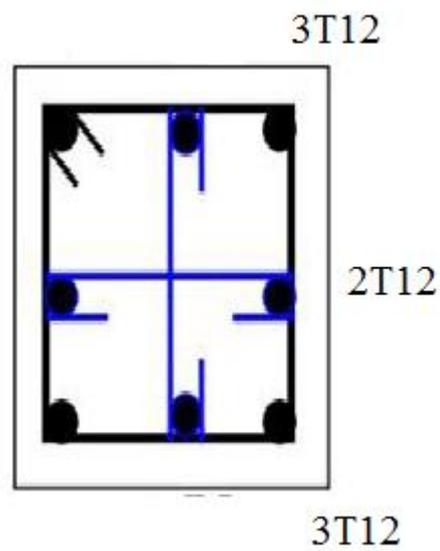


Figure III. 9 : Ferrailage de Poutre Palière

Chapitre IV :

CALCUL DES PLANCHERS

IV .Les Plancher

IV.1. Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage. La structure étudiée comporte des planchers à corps creux (20+4) pour tous les étages Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

- 20 cm= Corps creux
- 4cm= Dalle de compression.

Plancher corps creux II est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

IV.2. METHODE DE CALCUL

Les nervures est calculées comme une section en T soumise à la flexion simple ,par deux méthode

IV.2. a .Méthodes forfaitaire :

Elle est utilisée pour la détermination des efforts (M) et (T), si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q_{étage} \leq \text{Max} (2G, 5 \text{ KN}/\text{m}^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25)= $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

IV.2.b. Méthode de Caquot :

Elle est utilisée pour la détermination des efforts (M) et (T), si :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

IV.3. Les types des planchers

Dans le cas de notre projet on a trois types de poutrelles dans les planchers d'étages courant et terrasse inaccessible

- Poutre repose sur 6 appuis
- Poutre repose sur 4 appuis

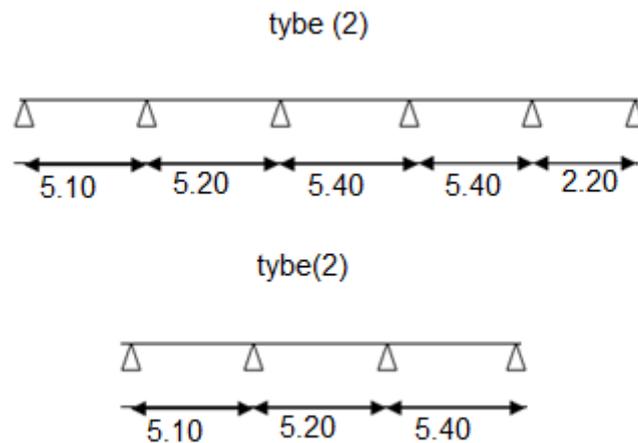


Figure IV. 1.types des planchers

IV.4.Les Charges permanente et surcharge de planchers terrasse et étages

Courant

- **E.L.U :**

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

- **E.L.S :**

$$q = G + Q$$

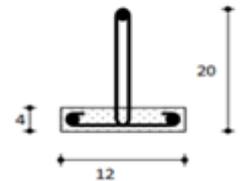
La charge "P" à L'ELU et L'ELS :

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_s = (G+Q) \times 0.65$$

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Etages courants	5.70	1.5	6.46	4.68
Etages terrasse	6.71	1	6.86	5.01

Tableau IV. 1. Les Charges permanente et surcharge de planchers terrasse et étages



IV.5. La méthode de calcul de poutrelles

IV.5.1. La méthode forfaitaire

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

a) Condition d'application :

Plancher étage courant : 1) $Q_{étage} \leq \text{Max} (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

$$1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} (11.4 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 11.4 \text{ KN/m}^2 (c. v)$$

Blanche Terrasse

2) $Q_{terrasse} \leq \text{Max} (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

$$1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} (13.42 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 13.42 \text{ KN/m}^2 (c. v)$$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées (c. v)

3) La fissuration n'est pas préjudiciable \Rightarrow (c. v)

4) Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) $0.85 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$CNV : \begin{cases} 0.85 \leq \frac{5.1}{5.2} = 0.98 \leq 1.25 \\ 0.85 \leq \frac{5.2}{5.4} = 0.96 \leq 1.25 \\ 0.85 \leq \frac{5.4}{2.2} = 2.45 \leq 1.25 \end{cases}$$

Remarque: les conditions d'application ne sont pas vérifiées on utilise la méthode de Caquot.

IV.5.2. Méthode de Caquot

Elle est applicable si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Principe de calcul :

IV.5.2.1. Notation de longueur

- ✓ $L' = 0,8 L$ travée intermédiaire.
- ✓ $L = L$ travée de rive.

IV.5.2.2. Cas des charges uniformément réparties.

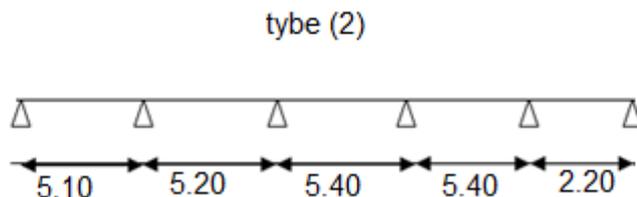
Moment en appuis : $M_i(q) = -\frac{q_w.l'w^3 + q_e.l'e^3}{8.3 \times (l'w + l'e)}$

Moment en travée : $\begin{cases} X_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_w - V_w x - \frac{q \times X_0^2}{2} - \sum_{a_i \leq x_0} p_i x \end{cases}$

Efforts tranchants : $\begin{cases} v_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} - \sum P_i (1 - \frac{a_i}{L}) \\ V_e = V_w + q \times L + \sum P_i \end{cases}$

IV.5.3. Cas 01 : (Etages terrasse)

Poutrelle a 5 travées: Travée (AB, BC, CD, DE, EF)



IV.5.3.1. Calcul des moments en appuis : E.L.U (Etages terrasse)

$$P_u = 6.86 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Appuie A : } \quad \quad \quad MA = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie B : } MB = -\frac{6.86 \times 5.1^3 + 6.86 \times 4.16^3}{8.3 \times (5.4 + 4.16)} \quad \quad \quad MB = -18.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie C : } MC = -\frac{6.86 \times 4.16^3 + 6.86 \times 4.32^3}{8.3 \times (4.16 + 4.32)} \quad \quad \quad MC = -14.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie D : } MD = -\frac{6.86 \times 4.32^3 + 6.86 \times 4.32^3}{8.3 \times (4.32 + 4.32)} \quad \quad \quad MD = -15.42 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie E : } ME = -\frac{6.86 \times 4.32^3 + 6.86 \times 1.76^3}{8.3 \times (4.32 + 1.76)} \quad \quad \quad ME = -11.70 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie F : } MF = 0 \quad \quad \quad MF = 0 \text{ KN.m}$$

IV.5.3.2. Calcul du moment et de l'effort tranchant

IV.5.3.2.1. l'effort tranchant

Travée AB :

$$V_w = \frac{0 + 18.26}{5.1} - \frac{6.86 \times 5.1}{2} = -13.91 \text{ KN}$$

$$V_e = -13.07 + 6.26 \times 5.1 = 21.07 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_w = -24.13 \text{ KN}$$

$$V_e = 12.91 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_w = -24.20 \text{ KN}$$

$$V_e = 11.46 \text{ KN}$$

Travée D :

$$V_w = -23.54 \text{ KN}$$

$$V_e = 13.50 \text{ KN}$$

Travée EF

$$V_e = 2.22 \text{ KN}$$

$$V_w = -12.86 \text{ KN}$$

IV.5.3.2.2. Calcul du moment en travée

Travée AB :

$$X_0 = \frac{13.92}{6.86} = 2.02$$

$$M_t = 0 + 13.92 \times 2.02 - \frac{6.86 \times 2.02^2}{2} = 14.10 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$X_0 = \frac{24.13}{6.86} = 3.51$$

$$M_t = -18.26 + 24.13 \times 3.51 - \frac{6.86 \times 3.51^2}{2} = 24.17 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$X_0 = \frac{24.20}{6.86} = 3.52$$

$$M_t = -14.87 + 24.20 \times 3.52 - \frac{6.86 \times 3.52^2}{2} = 27.81 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$X_0 = \frac{23.54}{6.86} = 3.42$$

$$M_t = -15.42 + 23.54 \times 3.42 - \frac{6.86 \times 3.42^2}{2} = 24.97 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$X_0 = \frac{12.86}{6.86} = 1.87$$

$$M_t = -11.7 + 12.86 \times 1.87 - \frac{6.86 \times 1.87^2}{2} = 19.05 \text{ KN.m}$$

IV.5.3.3. Calcul des moments en appuis : E.L.S (Etages terrasse)

PS=5.01KN/ml

Appuie A:

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

$$\text{Appuie B : } M_B = -\frac{5.01 \times 5.1^3 + 5.01 \times 4.16^3}{8.3 \times (5.4 + 4.16)}$$

$$M_B = -12.29 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie C} :: MC = -\frac{5.01 \times 4.16^3 + 5.01 \cdot 4.32^3}{8.3 \times (4.16 + 4.32)}$$

$$MC = -10.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie D} :: MD = -\frac{5.01 \times 4.32^3 + 5.01 \cdot 4.32^3}{8.3 \times (4.32 + 4.32)}$$

$$MD = -11.16 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie E} :: ME = -\frac{5.01 \times 4.32^3 + 5.01 \cdot 1.76^3}{8.3 \times (4.32 + 1.76)}$$

$$ME = -8.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie F} : MF = 0$$

$$MF = 0 \text{ KN.m}$$

IV.5.3.4. Calcul du moment et de l'effort tranchant

IV.5.3.4.1. l'effort tranchant

Travée AB :

$$V_w = \frac{0 + 12.29}{5.1} - \frac{5.01 \times 5.1}{2} = -10.36 \text{ KN}$$

$$V_e = -13.07 + 5.01 \times 5.1 = 15.18 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_w = -15.98 \text{ KN}$$

$$V_e = 4.85 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_w = -15.91 \text{ KN}$$

$$V_e = 5.72 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_w = -15.45 \text{ KN}$$

$$V_e = 6.19 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_w = -9.26 \text{ KN}$$

$$V_e = 0.44 \text{ KN}$$

IV.5.3.4.2. Calcul du moment en travée

Travée AB :

$$X_0 = \frac{10.36}{5.01} = 2.06$$

$$M_t = 0 + 10.36 \times 2.06 - \frac{5.01 \times 2.06^2}{2} = 10.71 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$X_0 = \frac{15.98}{5.01} = 3.19$$

$$M_t = -12.26 + 15.98 \times 3.19 - \frac{5.01 \times 3.19^2}{2} = 13.54 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$X_0 = \frac{15.91}{5.01} = 3.17$$

$$M_t = -10.86 + 15.91 \times 3.17 - \frac{5.01 \times 3.17^2}{2} = 14.40 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$X_0 = \frac{15.45}{5.01} = 3.08$$

$$M_t = -11.16 + 15.45 \times 3.08 - \frac{5.01 \times 3.08^2}{2} = 12.66 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$X_0 = \frac{9.26}{5.01} = 1.85$$

$$M_t = -8.54 + 9.26 \times 1.85 - \frac{5.01 \times 1.85^2}{2} = 0.017 \text{ KN.m}$$

Travée	AB		BC	CD	DE	EF
L(m)	5.1		5.2	5.4	5.4	2.2
L'(m)	5.1		4.16	4.32	4.32	1.76
Vw(Kn)	-13.91		-24.13	-24.20	-23.54	-12.86
Ve(Kn)	21.07		12.91	11.46	13.50	2.22
X0(m)	2.02		3.51	3.52	3.42	1.87
Mt(Kn.m)	14.10		24.17	27.81	24.97	19.05
Appuis	A	B	C	D	E	F
M(Kn.m)	0	- 18.26	-14.87	-15.42	-11.70	0

Tableau IV. 2 Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELU

Travée	AB		BC	CD	DE	EF
$L(m)$	5.1		5.2	5.4	5.4	2.2
$L'(m)$	5.1		4.16	4.32	4.32	1.76
$Vw(Kn)$	-10.26		-15.98	-15.91	-15.45	-9.26
$Ve(Kn)$	15.18		4.85	5.72	6.19	0.44
$X0(m)$	2.06		3.19	3.17	3.08	1.85
$Mt(Kn.m)$	10.71		13.54	14.40	12.66	1.017
Appuis	A	B	C	D	E	F
$M(Kn.m)$	0	- 12.29	-10.86	-11.16	-8.54	0

Tableau IV. 3Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELS.

IV.5.4. Diagramme des moments et efforts tranchants

IV.5.4.1. Plancher terrasse (Type 1)

IV.5.4.1.1.ELU

- L'effort tranchant :

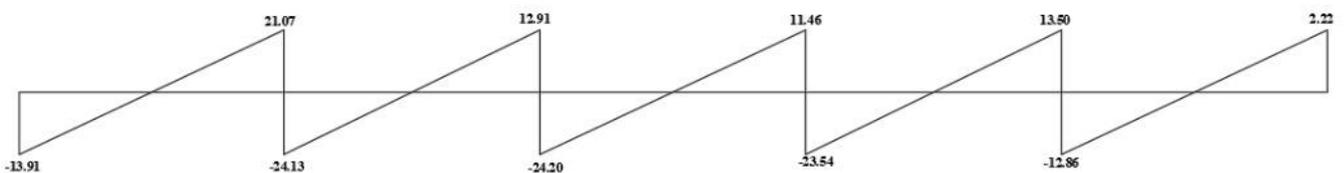


Diagramme. IV.1.L'effort tranchant ELU

- Les moments



Diagramme IV.2. Les moments ELU

IV.5.4.1.2.ELS

- L'effort tranchant :

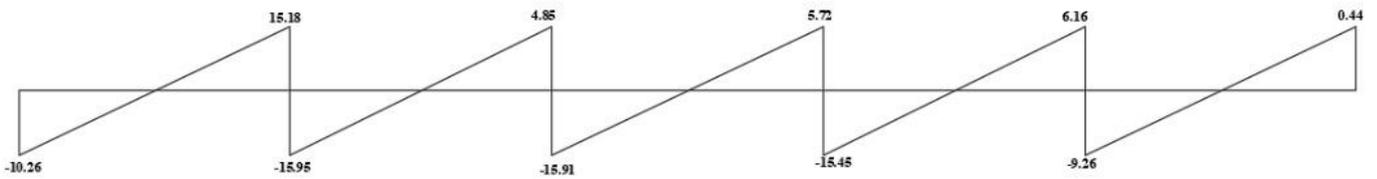


Diagramme IV.3. L'effort tranchant ELS

- Les moments

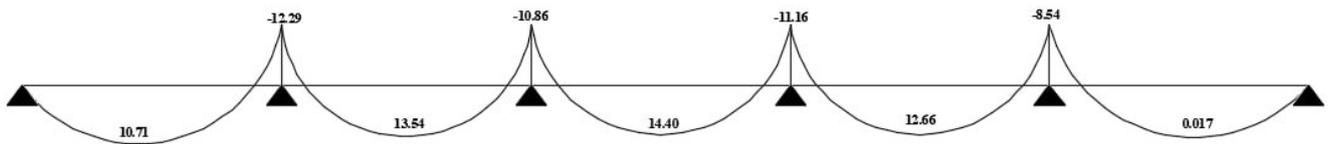


Diagramme IV.2. Les moments ELS

IV.5.5.Calcul des armatures longitudinales

Ma (KN.m) max	Mt (KN.m) max	Vw (KN) max	Ve (KN) max
18.26	27.81	24.20	21.07

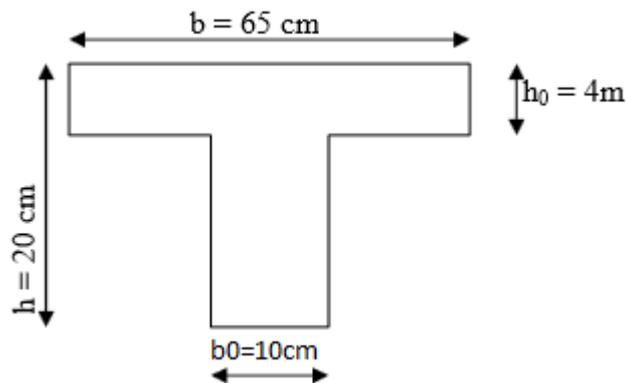


Figure IV. 2 Coffrage de la poutrelle

D'après l'organigramme de la flexion simple nous trouverons les résultats suivants :

IV.5.6.Moment de référence

IV.5.6.1.En travée

Les calculs des armatures s'effectue comme une poutre de section en T

Le moment équilibré par la table de compression:

$$M_{tab} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 17 \text{ MPA}$$

$$M_{tab} = 0.65 \times 0.04 \times 17 \times \left(18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^{-3} = 70.72 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 15.95 \text{ KN.m} < 70.72 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_{tab} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table, 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 $(b \times h)$, $b = 65 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{c28}} = \frac{27.81 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 17} = 0.077$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu_l = 0.392 > 0.077 \quad \Rightarrow \quad \text{As}' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$A = \frac{Mu}{Zb \times f_{ed}}$$

$$\text{Tel que } Zb = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.077)}) = 0.01$$

$$Zb = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.077) = 0.179$$

$$f_{ed} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{27.81 \times 10}{0.179 \times 348} = 4.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

IV.5.6.2. Sur appuis:

$$Mu_{max} = 18.26 \text{ KN.m} , M_{ser\ max} = 12.29 \text{ KN.m}$$

La table entièrement tendue donc la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire

$$(b \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{c28}} = \frac{18.26 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 17} = 0.051$$

$$\mu l = 0.392$$

$$\mu l = 0.392 > 0.051 \quad \Rightarrow \quad A_{s'} = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$A = \frac{Mu}{Zb \times f_{ed}}$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.051)}) = 0.065$$

$$Zb = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.065) = 0.133$$

$$f_{ed} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{adopté} = \frac{18.26 \times 10}{0.133 \times 348} = 3.94 \text{ cm}^2$$

Soit $2T16=4.02 \text{ cm}^2$

	$M \text{ (KN.m)}$	μ	μl	α	β	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
Sur appuis	18.26	0.051	0.392	0.065	0.947	3.94
Sur travée	27.81	0.077	0.392	0.01	0.996	4.46

Tableau IV. 4. Armatures s'effectue Sur appuis et Sur travée

IV.5.7. Condition de non fragilité : BAEL 91 (1.4.2.1)

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

IV.5.7.1. En appuis :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 12 \times 22 \times 2.4 \div 400 = 0.36 \text{ cm}^2.$$

IV.5.7.2. En travée

$$:A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times 2.4 \div 400 = 1.97 \text{ cm}^2.$$

IV.5.8. Calcul des Armature transversale et de l'espacement

IV.5.8.1. Calcul des armatures transversales :

a) selon le BAEL 91 $\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \\ \frac{A_{t,fe}}{b_0 \cdot St} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4\text{Mpa}\right) \end{array} \right.$

b) L'espacement des cadres "St" : BAEL 91 (A.5.1.22) et (A.5.1, 23)

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi l, \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕl : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\phi t = \min(6.85, 16, 12) = 6.85 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\phi = 8 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : $2 \phi 8 \text{ (A} = 1.01\text{cm}^2\text{)}$.

IV.5.8.2. Calcul de l'espacement (St) :

Zone courant ; $St \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$

Zone nodal ; $St = St \text{ (Zone courant)} / 2$

Donc : $\min(0.9d, 40)$ $\min(18, 40)$ $St \leq 18 \text{ cm}$

On prend : $St = 20 \text{ cm}$ (sauf pour le premier plan des armatures transversale qui sera placé $\frac{St}{2} = 10 \text{ cm}$)

IV.5.9. Les vérifications

IV.5.9.1. Vérification à l'E.L.U :

IV.5.9.1.1. Vérification de la condition de non fragilité :

➤ **En travée :**

$$A_{min} \leq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min1} \leq 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.4 / 400 = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$1.62 \text{ cm}^2 \leq A_t = 4.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ **En appui :**

$$A_{min} \leq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \leq 0.23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot \frac{2.4}{400}$$

$$A_{min} = 0.25 \text{ cm}^2 \leq A_a = 3.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

✓ **IV.5.9.1.2. Pourcentage minimale : BAEL 91 (B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

En appuis : $A'_{min} \geq 0,001 \times 12 \times 24 = 0.28 \text{ cm}^2$.

En travée : $A'_{min} \geq 0,001 \times 65 \times 30 = 1.56 \text{ cm}^2$.

✓ **IV.5.9.1.3. Ferrailage longitudinales :**

$$A = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}; A'_{min})$$

	A_{cal}	A_{min}	A'_{min}	A_{adp}(cm²)
Appui	3.94	0.36	0.28	2HA16 = 4.02
Travée	4.46	1.97	1.56	4HA12 = 4.52

Tableau IV. 5. Ferrailage longitudinales

IV.5.9.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

a) contrainte tangentielle : $Tu_{max} = 24.16 \text{ KN.m}$

$$\tau_u \leq [\tau] \implies \tau_u = \frac{Tu}{b \cdot d} = \frac{24.16 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.34 \text{ MPA}$$

$$[\tau] = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \mid 5 \text{ MPA}\right) = 3 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.34 \text{ MPA} \leq (\tau) = 3 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

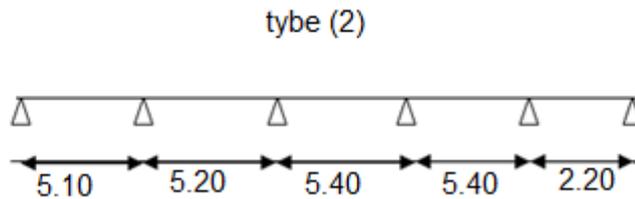
✓ IV.5.9.1.5. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{24}{540} = 0.044 \geq \frac{14.40}{15 \times 16.136} = 0.1 \dots \dots \text{ C.V} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{65 \times 22} = 0.0031 \leq 0.0090 \dots \dots \text{ C.V} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{24}{540} = 0.044 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \text{ C.V} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

IV.5.10. Cas 01 : (Etages courants)

Poutrelle a 9 travées: Travée (AB, BC, CD, DE, EF. FG. GH. HI et IJ)



• IV.5.10.1. Calcul des moments en appuis : E.L.U (Etages terrasse)

$P_u = 6.46 \text{ KN/ml}$

Appuie A: $MA = 0 \text{ KN.m}$

Appuie B :: $MB = -\frac{6.46 \times 5.1^3 + 6.46 \times 4.16^3}{8.3 \times (5.4 + 4.16)} \quad MB = -16.66 \text{ KN.m}$

Appuie C :: $MC = -\frac{6.46 \times 4.16^3 + 6.46 \times 4.32^3}{8.3 \times (4.16 + 4.32)} \quad MC = -14 \text{ KN.m}$

$$\text{Appuie D} :: MD = -\frac{6.46 \times 4.32^3 + 6.46 \times 4.32^3}{8.3 \times (4.32 + 4.32)}$$

$$MD = -14.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie E} :: ME = -\frac{6.46 \times 4.32^3 + 6.46 \times 1.76^3}{8.3 \times (4.32 + 1.76)}$$

$$ME = -11.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie F} :: MF = 0$$

$$MF = 0 \text{ KN.m}$$

IV.5.10.2. Calcul du moment et de l'effort tranchant

IV.5.10.2.1. l'effort tranchant

Travée AB :

$$V_W = \frac{0 + 18.26}{5.1} - \frac{6.46 \times 5.1}{2} = -13.20 \text{ KN}$$

$$V_e = -13.07 + 6.26 \times 5.1 = 19.73 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_W = -22.26 \text{ KN}$$

$$V_e = 12.62 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_W = -22.$$

$$V_e = 10.89$$

Travée EF :

$$V_W = -12.34 \text{ KN}$$

$$V_e = 1.87 \text{ KN}$$

IV.5.10.2.2. Calcul du moment en travée :

Travée AB :

$$X_0 = \frac{13.20}{6.46} = 2.04$$

$$M_t = 0 + 13.20 \times 2.04 - \frac{6.46 \times 2.04^2}{2} = 13.48 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$X_0 = \frac{22.69}{6.46} = 3.51$$

$$M_t = -16.60 + 22.69 \times 3.51 - \frac{6.46 \times 3.51^2}{2} = 23.24 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$X_0 = \frac{22.72}{6.46} = 3.52$$

$$M_t = -14 + 22.72 \times 3.52 - \frac{6.46 \times 3.52^2}{2} = 25.95 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$X_0 = \frac{22.26}{6.46} = 3.44$$

$$M_t = -14.52 + 22.26 \times 3.44 - \frac{6.46 \times 3.44^2}{2} = 24.71 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$X_0 = \frac{12.34}{6.46} = 1.91$$

$$M_t = -11.52 + 12.34 \times 1.91 - \frac{6.46 \times 1.91^2}{2} = 0.27 \text{ KN.m}$$

- **IV.5.10.3. Calcul des moments en appuis : E.L.S (Etages terrasse)**

PS=4.68 KN/ml

Appuie A:

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

$$\text{Appuie B} :: M_B = - \frac{4.68 \times 5.1^3 + 4.68 \times 4.16^3}{8.3 \times (5.1 + 4.16)}$$

$$M_B = -12.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie C} :: M_C = - \frac{4.68 \times 4.16^3 + 4.68 \times 4.32^3}{8.3 \times (4.16 + 4.32)}$$

$$M_C = -10.14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie D} :: M_D = - \frac{4.68 \times 4.32^3 + 4.68 \times 4.32^3}{8.3 \times (4.32 + 4.32)}$$

$$M_D = -10.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuie E} :: M_E = - \frac{4.68 \times 4.32^3 + 4.68 \times 1.76^3}{8.3 \times (4.32 + 1.76)}$$

$$M_E = -7.98 \text{ KN.m}$$

Appuie F :: $M_F = 0$

$$M_F = 0 \text{ KN.m}$$

IV.5.10.3.1. Calcul du moment et de l'effort tranchant

IV.5.10.3.1.1. l'effort tranchant

Travée AB :

$$V_w = \frac{0+12.46}{5.1} - \frac{4.68 \times 5.1}{2} = -9.50 \text{ KN}$$

$$V_e = -13.07 + 5.01 \times 5.1 = 14.37 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_w = -16.51 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_w = -16.46 \text{ KN}$$

Travée DE : :

$$V_w = -16.06 \text{ KN}$$

$$V_e = 7.82 \text{ KN} \quad V_e = 8.81 \text{ KN} \quad V_e = 9.21 \text{ KN}$$

Travée EF

$$V_w = -8.77 \text{ KN}$$

$$V_e = 1.52 \text{ KN}$$

IV.5.10.3.1.2. Calcul du moment en travée :

Travée AB :

$$X_0 = \frac{9.5}{4.68} = 2.02$$

$$M_t = 0 + 9.5 \times 2.02 - \frac{4.68 \times 2.02^2}{2} = 9.64 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$X_0 = \frac{16.51}{4.68} = 3.52$$

$$M_t = -12.46 + 16.51 \times 3.52 - \frac{4.68 \times 3.52^2}{2} = 16.66 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$X_0 = \frac{16.46}{4.68} = 3.51$$

$$M_t = -10.14 + 16.46 \times 3.51 - \frac{4.68 \times 3.51^2}{2} = 18.80 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$X_0 = \frac{16.06}{4.68} = 3.43$$

$$M_t = -10.52 + 16.06 \times 3.43 - \frac{4.68 \times 3.43^2}{2} = 17.03 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$X_0 = \frac{8.77}{4.68} = 1.87$$

$$M_t = -7.98 + 8.77 \times 1.87 - \frac{4.68 \times 1.87^2}{2} = 0.23 \text{ KN.m}$$

Travée	AB		BC	CD	DE	EF
L(m)	5.1		5.2	5.4	5.4	2.2
L'(m)	5.1		4.16	4.32	4.32	1.76
Vw(Kn)	-13.20		-22.69	-22.72	-22.26	-12.34
Ve(Kn)	19.73		10.89	12.16	12.62	1.87
X0(m)	2.04		3.51	3.52	3.44	1.91
Mt(Kn.m)	13.48		23.24	25.95	24.71	0.27
Appuis	A	B	C	D	E	F
M(Kn.m)	0	-16.6	-14	-14.52	-11.52	0

Tableau IV. 6. Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELU

Travée	AB		BC	CD	DE	EF
L(m)	5.1		5.2	5.4	5.4	2.2
L'(m)	5.1		4.16	4.32	4.32	1.76
Vw(Kn)	-9.5		-16.51	-16.46	-16.06	-8.77
Ve(Kn)	14.37		7.82	8.81	9.21	1.52
X0(m)	2.02		3.52	3.51	3.43	1.87
Mt(Kn.m)	9.64		16.66	18.80	17.03	0.23
Appuis	A	B	C	D	E	F

$M(Kn.m)$	0	-12.46	-10.14	-10.52	-7.98	0
-----------	---	--------	--------	--------	-------	---

Tableau IV. 7 Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELS.

IV.5.10.4. Diagramme des moments et efforts tranchants

IV.5.10.4.1. Plancher terrasse (Type 1) :

IV.5.10.4.1.1.ELU :

IV.5.10.4.1.2.L'effort tranchant :

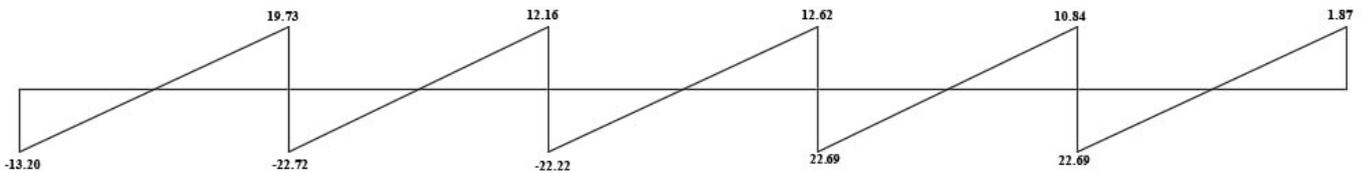


Diagramme IV.1. L'effort tranchant ELU

IV.5.10.4.1.3.Les moments



Diagramme IV.2. Les moments ELU

IV.5.10.4.1.4.ELS :

IV.5.10.4.1.5.L'effort tranchant :

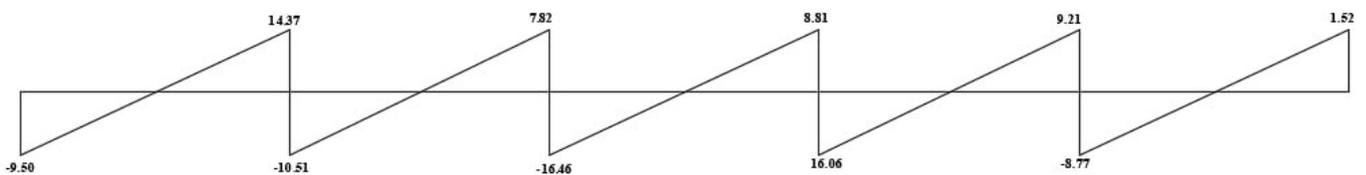


Diagramme IV.3. L'effort tranchant ELU

IV.5.10.4.1.6.Les moments

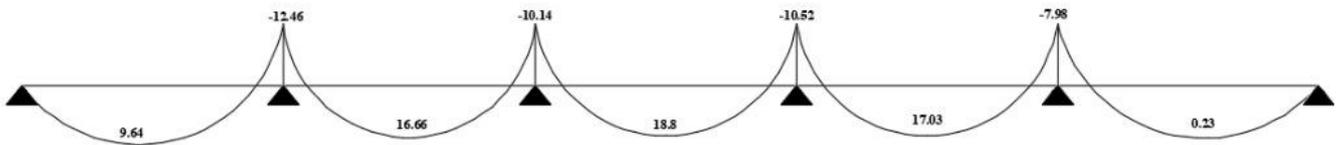


Diagramme IV.4. L'effort tranchant ELU

IV.5.10.5.Calcul des armatures longitudinales :

<i>Ma (KN.m) max</i>	<i>Mt (KN.m) max</i>	<i>Vw (KN) max</i>	<i>Ve (KN) max</i>
16.60	25.95	22.72	19.73

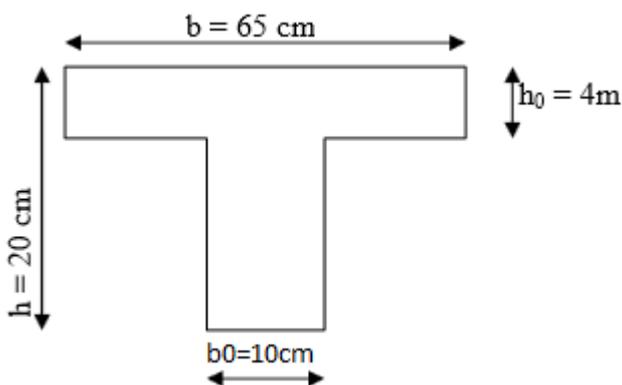


Figure IV. 3. Coffrage de la poutrelle

D'après l'organigramme de la flexion simple nous trouverons les résultats suivants :

IV.5.10.5.1.Moment de référence :

- En travée:

Les calculs des armatures s'effectue comme une poutre

De section en T

Le moment équilibré par la table de compression:

$$M_{tab} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 17 \text{ MPA}$$

$$M_{tab} = 0.65 \times 0.04 \times 17 \times \left(18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^{-3} = 70.72 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 15.95 \text{ KN.m} < 70.72 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_{tab} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table, 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 (b*h), b = 65cm et h = 20cm

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{c28}} = \frac{25.95 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 17} = 0.072$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu_l = 0.392 > 0.072 \quad \Rightarrow \quad A_{s'} = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$\text{Tel que } Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.072)}) = 0.093$$

$$Z_b = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.093) = 0.113$$

$$F_{ed} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{25.95 \times 10}{0.113 \times 348} = 6.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

- Sur appuis :

$$M_u \text{ max} = 16.60 \text{ KN.m} , M_{ser} \text{ max} = 12.46 \text{ KN.m}$$

La table entièrement tendue donc la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire (b x h) = (10x20) cm².

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{c28}} = \frac{16.60 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 17} = 0.046$$

$$\mu l = 0.392$$

$$\mu l = 0.392 > 0.046 \quad \longrightarrow \quad A_{s'} = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}}$$

Tel que $Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.051)}) = 0.059$$

$$Z_b = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.059) = 0.175$$

$$F_{ed} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{\text{adopt}} = \frac{18.26 \times 10}{0.175 \times 348} = 2.72 \text{ cm}^2$$

Soit **2T14=3.08 cm²**

	<i>M (KN.m)</i>	μ	μl	α	β	A (cm ²)
<i>sur appuis</i>	16.60	0.046	0.392	0.059	0.976	2T14=3.08 cm²
<i>sur travée</i>	25.95	0.072	0.392	0.093	0.962	6T12=6.79 cm²

Tableau IV. 8 Armatures longitudinales

IV.5.10.6. Condition de non fragilité : BAEL 91 (1.4.2.1)

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

En appuis : $A_{\min} \geq 0.23 \times 12 \times 22 \times 2.4 \div 400 = 0.36 \text{ cm}^2.$

En travée : $A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times 2.4 \div 400 = 1.97 \text{ cm}^2.$

IV.5.10.6. Calcul des Armature transversale et de l'espacement

IV.5.10.6.1. Calcul des armatures transversales :

$$\text{a) selon le BAEL 91} \begin{cases} St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \\ \frac{A_{t,fe}}{b_0 \cdot St} \geq \max\left(\frac{\tau_{tu}}{2}, 0.4\text{Mpa}\right) \end{cases}$$

$$\text{b) L'espace des cadres "St" : BAEL 91 (A.5.1.22) et (A.5.1, 23)} \quad \phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi l, \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕl : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\phi t = \min(6.85, 14, 12) = 6.85 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\phi = 8 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : $2 \phi 8$ ($A = 1.01 \text{ cm}^2$).

IV.5.10.6.2. Calcul de l'espace (St) :

Zone courant ; $St \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$

Zone nodal ; $St = St(\text{Zone courant}) / 2$

$$\text{Donc : } \min(0.9d, 40) \min(18, 40) \quad St \leq 18 \text{ cm}$$

On prend : $St = 20 \text{ cm}$ (sauf pour le premier plan des armatures transversale qui sera placé $\frac{St}{2} = 10 \text{ cm}$)

IV.5.10.7. Les vérifications :**IV.5.10.7.1. Vérification à l'E.L.U :****IV.5.10.7.1.1. Vérification de la condition de non-fragilité :**

➤ **En travée :**

$$A_{min} \leq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min1} \leq 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.4 / 400 = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$1.62 \text{ cm}^2 \leq A_t = 4.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ **En appui :**

$$A_{min} \leq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \leq 0.23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot \frac{2.4}{400}$$

$$A_{min} = 0.25 \text{ cm}^2 \leq A_a = 3.94 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

IV.5.10.7.1.2. Pourcentage minimale : BAEL 91 (B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

En appui : $A'_{min} \geq 0,001 \times 12 \times 24 = 0.28 \text{ cm}^2.$

En travée : $A'_{min} \geq 0,001 \times 65 \times 30 = 1.56 \text{ cm}^2.$

IV.5.10.7.1.3. Ferrailage longitudinales :

$$A = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}; A'_{min})$$

	A_{cal}	A_{min}	A'_{min}	A_{adp}(cm²)
Appui	2.72	0.36	0.28	2HA14 = 3.08
Travée	6.59	1.97	1.56	6HA12 = 6.79

Tableau IV. 9. Ferrailage longitudinales

IV.5.10.7.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

a)- contrainte tangentielle : $Tu_{max} = 22.72 \text{ KN.m}$

$$\tau u \leq [\tau] =$$

$$\tau u = \frac{Tu}{b \cdot 0. d} = \frac{22.72 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.26 \text{ MPA}$$

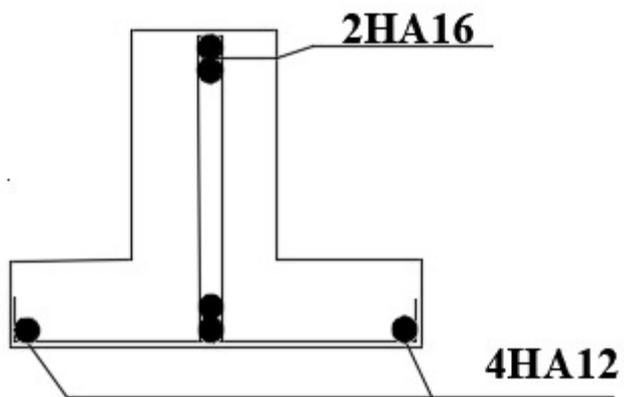
$$[\tau] = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \mid 5 \text{ MPA}\right) = 3 \text{ MPA}$$

$$\tau u = 1.34 \text{ MPA} \leq (\tau) = 3 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV$$

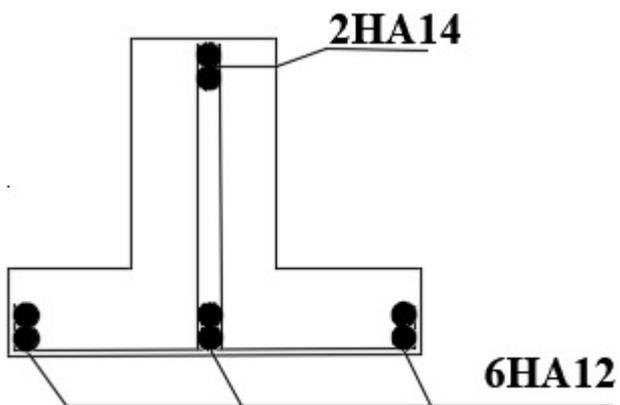
IV.5.10.7.8. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{24}{540} = 0.044 \geq \frac{14.40}{15 \times 16.136} = 0.1 \dots \dots C.V \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{65 \times 22} = 0.0031 \leq 0.0090 \dots \dots C.V \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{24}{540} = 0.044 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots C.V \end{array} \right.$$

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



Ferrailage de Poutrelle Etages terrasse



Ferrailage de Poutrelle Etages courant

Chapitre V

Etude dynamique et sismique

V.1.Introduction

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent

La surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien

Faire toute une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

IL est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.2.Calculs sismiques

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure.

V.3.Méthode de calcul RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.

- par la méthode d'analyse dynamique par accéléra grammes

V.3.1. Analyse statique équivalente RPA99 (Art. 4.1.2).**V.3.1.a. Principe de la méthode :**

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.2. Analyse modale spectrale :**V.3.2.a. Principe de la méthode :**

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima

Des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.4. Méthode de calcul

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «**Robot Millénium**» qui contient différentes méthodes de calcul sismique.

Pour notre cas, on a choisie « Analyse modale spectrale » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.4.1.Présentation du logiciel

➤ **Robot Millénium :**

Le programme Robot Millenium est un logiciel d’analyse statique et dynamique des structures Par la méthode des éléments finis, il offre les performances de technologie d’aujourd’hui, capacité de calcul et vitesse d’exécution.

➤ **Modélisation :**

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encastéré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) *ddl* (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

V.4.1.1. Évaluation des efforts sismiques

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner donnent les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

V.4.1.2. Spectre de réponse de calcul

Cette analyse compte essentiellement à représenter l’action sismique par un spectre de calcul,

Comme il est indiqué dans l’article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec :

$$\frac{\delta_a}{g} \text{ Spectre de Réponse de calcul.}$$

Et : A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique

Q: Facteur de qualité.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

- Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

-Zone sismique *Ila*

-Groupe d'usage B

$$\xi = 10\% \begin{cases} \text{-Portique en béton armé.} \\ \text{-Remplissage dense.} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0,764 \geq 0,7$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

-structure contreventement mixte $R = 5$

-Pour avoir la valeur de Pq tout dépend des six critères de Q.

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

W : le poids total de la structure :

R : coefficient de comportement global de la structure, il exprime la capacité de la structure à entrer dans le domaine plastique.

V.5. Analyse de la structure

V.5.1. Variante initiale

La structure initiale est présentée dans les figures suivantes :

V.5.1.1 Première proposition

Le troisième système de contreventement se présente comme suit :

- 03 voiles transversaux (sens X) de 16 cm.
- 06 voiles longitudinaux (sens Y) de 16 cm.

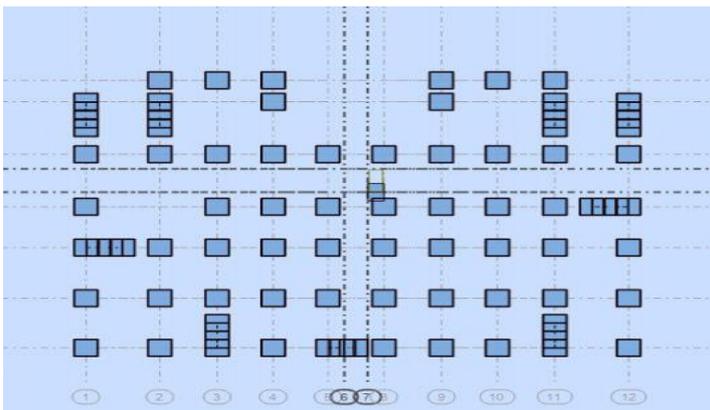


Figure V. 1. Disposition des voiles en RDC de la structure initiale.

Les résultats nus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	0,63	1,58	0,02	77,87	0,0	0,02	77,87
5/ 2	0,67	1,49	61,29	77,92	0,0	61,27	0,05
5/ 3	0,74	1,35	80,11	77,94	0,0	18,82	0,02
5/ 4	1,19	0,84	80,34	77,94	0,0	0,24	0,00
5/ 5	1,27	0,79	80,34	78,27	0,0	0,00	0,34
5/ 6	1,75	0,57	80,34	78,42	0,0	0,00	0,15
5/ 7	1,79	0,56	80,34	78,43	0,0	0,00	0,01
5/ 8	1,89	0,53	80,35	86,56	0,0	0,00	8,13
5/ 9	1,96	0,51	80,43	86,91	0,0	0,08	0,35
5/ 10	2,05	0,49	87,02	86,91	0,0	6,59	0,00
5/ 11	2,30	0,43	87,36	87,03	0,0	0,34	0,12
5/ 12	2,37	0,42	90,66	87,03	0,0	3,30	0,00
5/ 13	2,53	0,39	90,66	87,76	0,0	0,00	0,73
5/ 14	2,57	0,39	90,66	87,76	0,0	0,00	0,00
5/ 15	2,71	0,37	90,66	89,54	0,0	0,00	1,78

V.5.1.2. Interprétation des résultats

D'après l'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale, nous interprétons les résultats comme suit :

- La période fondamentale de la structure $T_y = 1.58$ sec, on remarque que cette valeur de période est élevée, ce qui explique trop de flexibilité de la structure a étudier ($T_{Stat} = 0.913$ sec)
- Le 1er mode est un mode de translation selon l'axe (Y), avec mobilisation de 77.78 % de masse modale
- Le 2ème mode est un mode de translation selon l'axe (X), avec mobilisation de 61.27 % de masse modale.
- La 3ème mode est un mode de torsion, couplé avec la translation $U_x = 18.82$ %
- 5) Il faut plus de 50 modes pour répondre aux exigences de l'Art 4.3.4 du RPA 2003 concernant le taux de participation de masse modale, néanmoins et selon le même article, il suffit de prendre le nombre $N=3\sqrt{k}=11$ avec k =nombre de niveaux pour satisfaire la condition pour que le taux dépasse les 90% de participation exigée.

V.5.1.3. Conclusion

La structure présente une flexibilité élevée ce qui aura des déplacements inadmissibles avec des déformations excessives des portiques qui ne peuvent pas suivre celles des voiles en cas d'un séisme majeur (absence d'interaction) ainsi la présence une instabilité vis-à-vis de la torsion au 3ème mode.

Pour cette raison, on propose une nouvelle conception de la structure, en changeant le nombre, la longueur ou l'emplacement des voiles afin de **remédier à cette anomalie.**

V.5.2. Variante Deuxième



Figure V. 2. Disposition des voiles en RDC de la structure initiale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
5/ 1	1,73	0,58	0,00	77,71	0,0	0,00	77,71	0,0
5/ 2	2,22	0,45	79,48	77,71	0,0	79,48	0,00	0,0
5/ 3	2,27	0,44	79,72	77,71	0,0	0,24	0,00	0,0
5/ 4	5,40	0,19	79,72	91,37	0,0	0,00	13,65	0,0
5/ 5	6,76	0,15	89,63	91,37	0,0	9,91	0,00	0,0
5/ 6	6,81	0,15	91,75	91,37	0,0	2,12	0,00	0,0
5/ 7	9,81	0,10	91,75	95,05	0,0	0,00	3,69	0,0
5/ 8	11,32	0,09	91,78	95,05	0,0	0,03	0,00	0,0

Tableau V. 2. Modes propres, Périodes propres et Masses effectives

V.5.2.1. Deuxième proposition

- ✓ Le 2eme système de contreventement se présente comme suit :
- ✓ 04 voiles transversaux (sens X) de 16 cm.
- ✓ 03 voiles longitudinaux (sens-Y) de 16 cm.

Remarque : Nous avons modifié :

La section des poteaux : (60 /70) cm² → (70 /85)cm²

La section des poutres principales : (30 /50) cm² → (45 /60) cm²

La section de poutres secondaires : (30 /45) cm² → (35 /50) cm²

V.5.2.2. Interprétation des résultats

1. La période fondamentale de la structure **TX = 0.58 sec**, on remarque on remarque une nette amélioration de la période (abaissement).

2. Le première mode (**TY = 0.58 sec**) est un mode de translation pure selon l'axe X, avec une mobilisation de **77.83%** de la masse totale de la structure.
3. Le deuxième mode (**TX = 0.45 sec**) est un mode de translation pure selon l'axe Y, avec une mobilisation de **78.87%** de la masse modale.
4. Le troisième mode est un mode de torsion pure.
5. Il faut 06 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y

(U_x et $U_y \geq 90\%$) [RPA99/Version2003 (Art. 4.3.4 -a)].

V.5.2.3. Conclusion

Parmi les deux propositions de conception précédentes, nous retenons pour la suite des calculs la **deuxième proposition** qui donne des modes et des formes propres satisfaisants.

V.6. Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure

V.6.1. Vérification de la période de la structure

Estimation de la période fondamentale de la structure : La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

V.6.2. Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empirique en calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4} \dots \dots \dots \text{(Formule 4-7) du RPA (2003)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau.

C_t : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4} \begin{cases} hn = 48.96 \\ Ct = 0.05 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } T = 0,050 \cdot (48.96)^{3/4} = 0.925 \text{ sec.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \dots\dots\dots \text{(Formule 4-7) du RPA (2003)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 39.70 \text{ m}, \quad L_y = 23.3 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.699s \\ T_y = 0.913s \end{cases}$$

$$T_{cal} = \min \begin{cases} T_x = \min(0.699; 0.925) \\ T_y = \min(0.913; 0.925) \end{cases} \dots\dots\dots \text{d'ou} \dots\dots \begin{cases} T_x = 0.699 \text{ sec} \\ T_y = 0.913 \text{ sec} \end{cases} \text{ et}$$

$$\begin{cases} D_x = 1.54 \\ D_y = 1.28 \end{cases}$$

Selon le formulaire du centre génie sismique **C.G.S** la période a retenir pour le reste du calcul est :

<i>Si</i>	L apériode choisie pour le calcul du facteur Dest:
<i>Tanalytique < Tempirique</i>	<i>T = Tempirique</i>
<i>Tempirique < Tanalytique <</i> <i>1,3Tempirique</i>	<i>T = TAnalytique</i>
<i>1,3Tempirique < Tanalytique</i>	<i>T = 1,3Tempirique</i>

Tableau V. 3.période choisie pour le calcul du facteur D

$$T_{analytique} < T_{empirique}$$

$$T = 0.58 < 0.69$$

$$\text{Donc } T = T_{empirique} = 0.69 \text{ sec}$$

V.6.3. Vérification de l'interaction portiques – voiles de la structure : RPA

99/V2003(art.3.4.4a)

	Voiles	Portique contreventé par voiles	Mixte
Effort normal (G+Q)	> 20%	≤ 20%	≤ 20%
Effort tranchant Vp	> 20%	≤ 20%	≥ 25%
Coefficient de contreventement	3.5	4	5

Tableau V. 4. Vérification de l'interaction portiques – voiles de la structure

<i>FX [KN]</i>	<i>FY [KN]</i>	<i>FXsurles poteaux[KN]</i>	<i>FYsurles poteaux[KN]</i>	<i>FZ [KN]</i>	<i>FZsurles voiles[KN]</i>
161852,9	146129	13400,62	11423,24	170245,79	14452,85

- **Sous charges verticales**

$$Fzvoile / Fztotal \times 100\% = 8\% < 20\%$$

$$FXpoteaux / Fxtotalex \times 100\% = 97\% > 25\%$$

$$FYpoteaux / FYtotalex \times 100\% = 97\% > 25\%$$

⇒ Donc le système porteur est mixte avec R=5

$A=0,20$. Oran classée en Zone *Ila* et groupe d'usage *Ib* (Tableau 4.1 RPA 99)
 Ou : $Q = 1,20$ (Tableau 4.3 RPA 99 / version 2003).
 $R = 5$ (Tableau 4.7 RPA 99 / version 2003).

T₁, T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site.

-Sol meuble ⇒ site 3 donc T₁ = 0,15 sec et T₂ = 0,5 sec

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ Avec, à chaque niveau ; } Wi = WGi + \beta WQi$$

$\beta = 0.20$ Pour un bâtiment d'habitation

$$vx_{stat} = \frac{0.2 \times 1.54 \times 1.15}{5} \times 170245,79 = 12373.46 \text{ KN}$$

$$vy_{stat} = \frac{0.2 \times 1.28 \times 1.15}{5} \times 170245,79 = 25060.18 \text{ KN}$$

V.6.3.2. Vérification: RPA99/V2003 (art 4.3.6) Condition vérifiée.

sens	Vd (KN)	Vst (KN)	80% Vst (KN)	<i>vérification</i>
XX	161852.9	12060.21	9648.168	CV
YY	146129	10024.07	8019.256	CV

Tableau V. 5. Vérification Vd

V.6.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5. RPA99_V2003)

$$V = Ft + \sum Fi$$

$$\begin{cases} si & T > 0.7 \text{ sec } Ft = 0.07.T.V \\ & si \leq 0.7 \text{ sec } Ft = 0 \end{cases}$$

$$\text{AVEC } \begin{cases} Tx = 0.45 \text{ sec} \\ Ty = 0.58 \text{ sec} \end{cases} \text{ Et } \begin{cases} Vx = 12373.46 \text{ KN} \\ Vy = 25060.18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} FtX = 0.07.T.V = 0.07 \times 0.45 \times 12373.46 = 389.76 \text{ KN} \\ FtY = 0.07.T.V = 0.07 \times 0.58 \times 25060.18 = 1017.44 \text{ KN} \end{cases}$$

Sens Y-Y :

Sens X-X :

ETAGE Hi =3.06m	<i>forces sismique</i> (KN)	<i>efforts</i> <i>tranchant</i> (KN)	ETAGE Hi=3.06 m	<i>frces sismique</i> (KN)	<i>efforts tranchant</i> (KN)
1	1564,65	141510.05	1	1605,6	130,33
2	3054,31	128034.44	2	3182,85	266,97
3	4429,53	114686.08	3	4691,2	396,5
4	5674,76	101593.41	4	6101,06	517,38
5	6805,86	88862.79	5	7405,08	626,06
6	7842,81	76581.4	6	8602,11	724,08
7	8797,7	64826.31	7	9695,79	815,25
8	9670,74	53677.13	8	10692,08	904,46
9	10455,73	43221.4	9	11596,54	996,29
10	11149,18	33550.66	10	12411,79	1093,68
11	11755,09	24752.96	11	13135,87	1197,03
12	12281,39	16910.15	12	13761,93	1304,02
13	12730,62	10104.29	13	14279,31	1409,86
14	13092,67	4429.53	14	14675,81	1508,35
15	13348,36	4618.96	15	14942,78	1577,25
16	13475,61	1564,65	16	15073,11	1605,6

Tableau V. 6. de la résultante des forces sismique etdes efforts tranchant

sens Y et sens X

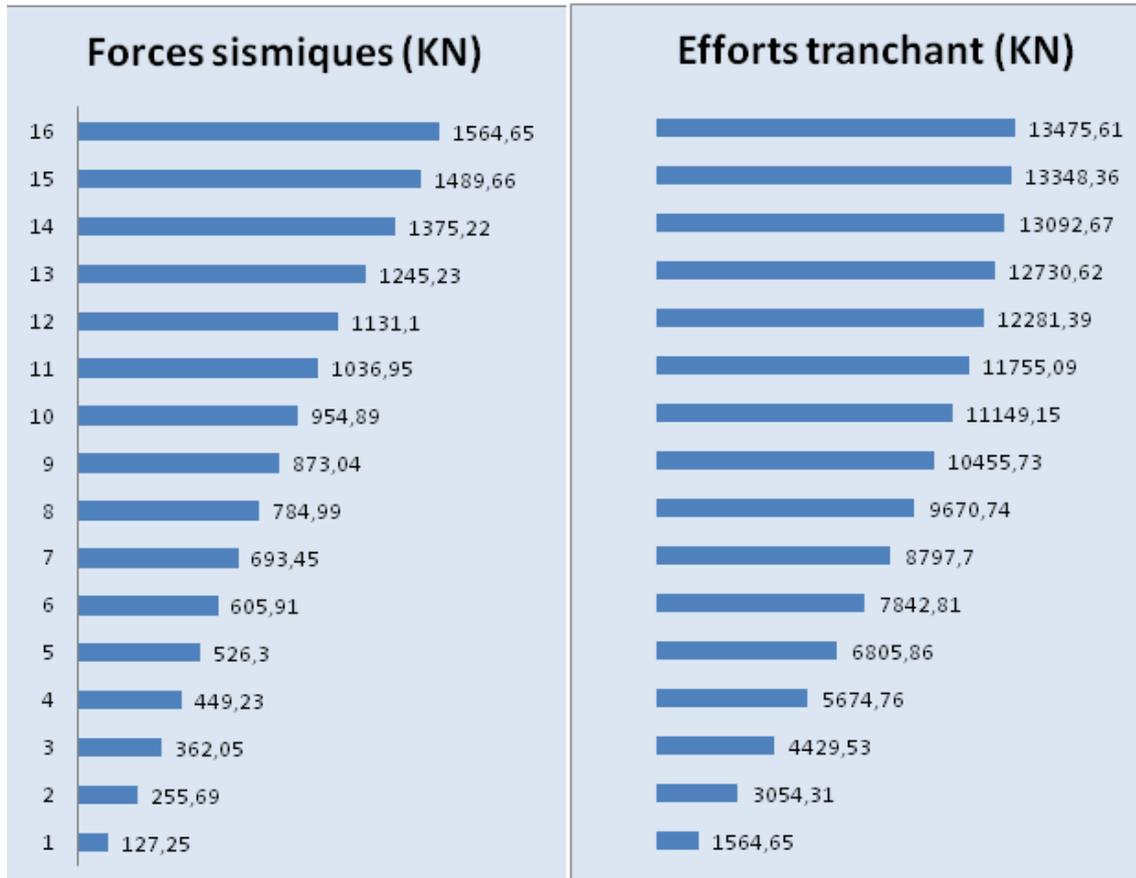


Diagramme .V .1. forces sismiqueeetffortstranchant sens X

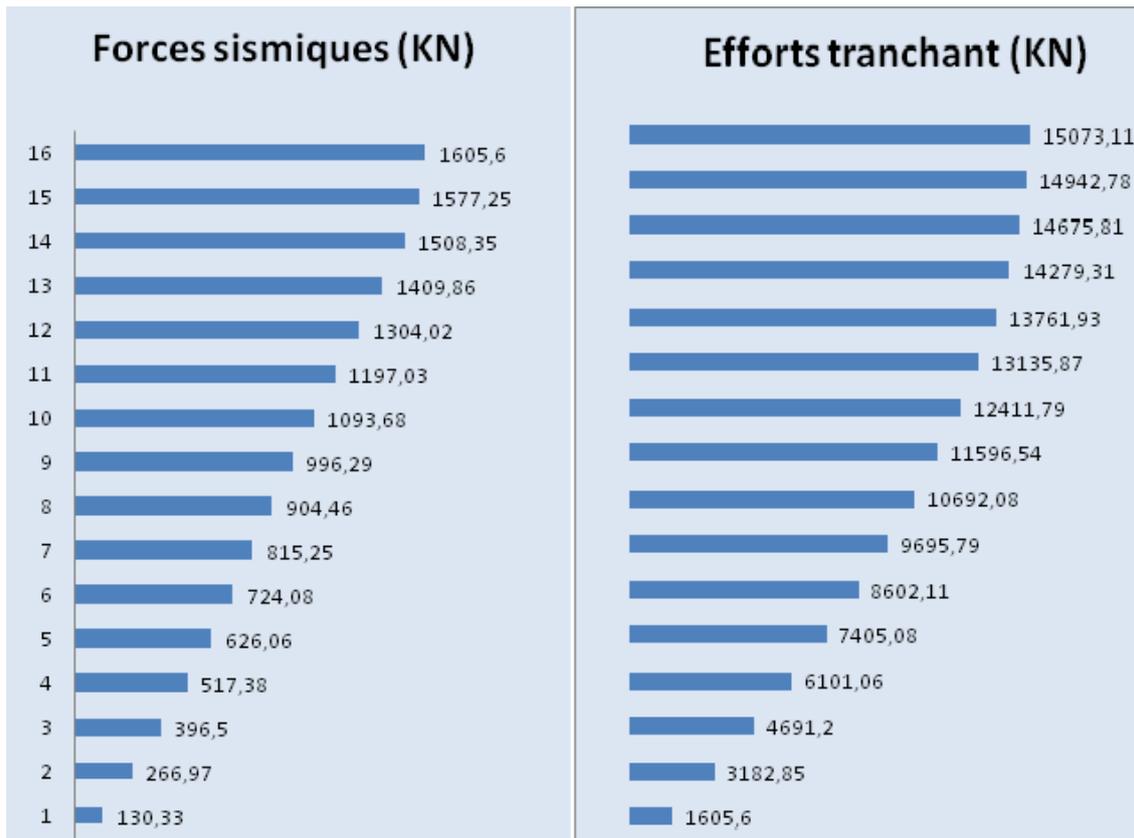


Diagramme . V.2.forcessismiqueeetffortstranchant sens X

V.6.5. Vérification des déplacements horizontaux

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta k = R \cdot \delta ck$$

δK : Déplacement Horizontal a chaque niveau < k > de la structure.

δck : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement ($R= 3.5$).

Δk =Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égala

$$\Delta K = \delta k - \delta k - 1$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta K \leq 0.01 \times h_e$

Avec he : étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta k \leq \Delta adm$$

Δadm : Déplacement admissible à égale ($1\%he = 0,01 he$).

- Etage : $\Delta adm = 0.01 \times 3.06 = 0.0306m = 3.06cm$
- RDC : $\Delta adm = 0.01 \times 3.06 = 0.0306m = 3.06cm$
- Sens Longitudinal : **X** Condition vérifiée.

<i>etage</i>	$\delta k = drUx(cm)$	$\Delta adm(cm)$	$\delta k \leq \Delta adm$
1	0,3	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
2	0,3	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
3	0,3	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
4	0,3	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
5	0,3	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
6	0,3	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
7	0,3	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
8	0,3	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
9	0,3	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
10	0,2	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
11	0,2	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
12	0,2	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
13	0,2	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
14	0,2	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
15	0,1	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>
16	0,1	3.06	<i>Condition vérifiée.</i>

Tableau V. 7 Vérification des déplacements horizontaux

- Sens Transversal : Y Condition vérifiée.

étage	δk = $drUy(cm)$	$\Delta adm(cm)$	$\delta k \leq \Delta adm$
1	0,3	3.06	Condition vérifiée.
2	0,4	3.06	Condition vérifiée.
3	0,4	3.06	Condition vérifiée.
4	0,4	3.06	Condition vérifiée.
5	0,4	3.06	Condition vérifiée.
6	0,4	3.06	Condition vérifiée.
7	0,4	3.06	Condition vérifiée.
8	0,4	3.06	Condition vérifiée.
9	0,4	3.06	Condition vérifiée.
10	0,4	3.06	Condition vérifiée.
11	0,4	3.06	Condition vérifiée.
12	0,3	3.06	Condition vérifiée.
13	0,3	3.06	Condition vérifiée.
14	0,3	3.06	Condition vérifiée.
15	0,2	3.06	Condition vérifiée.
16	0,2	3.06	Condition vérifiée.

Tableau V. 8. Vérification des déplacements horizontaux

V.6.6. Justification de l'effort P-Δ

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40 :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

PK : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.

Avec : $PK = \sum (WGi + \beta WQi)$

Vk : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δk : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

hk : Hauteur de l'étage k.

Sens Longitudinal : X

étage	$Pk(KN)$	Δk	Vk	$Hk (cm)$	Θ	$\Theta \leq 0.1$
1	476296,366	0,3	15073,11	3.06	0,031	CV
2	306050,572	0,3	14942,78	3.06	0,020	CV
3	147693,622	0,3	14675,81	3.06	0,010	CV
4	137112,474	0,3	14279,31	3.06	0,009	CV
5	126531,324	0,3	13761,93	3.06	0,009	CV
6	115950,166	0,3	13135,87	3.06	0,009	CV
7	105369,016	0,3	12411,79	3.06	0,008	CV
8	94787,868	0,3	11596,54	3.06	0,008	CV
9	84206,71	0,3	10692,08	3.06	0,008	CV

10	73625,56	0,2	9695,79	3.06	0,005	CV
11	63044,412	0,2	8602,11	3.06	0,005	CV
12	52463,252	0,2	7405,08	3.06	0,005	CV
13	41882,104	0,2	6101,06	3.06	0,004	CV
14	31300,956	0,2	4691,2	3.06	0,004	CV
15	20719,796	0,1	3182,85	3.06	0,002	CV
16	10243,938	0,1	1605,6	3.06	0,002	CV

Tableau V. 9. Justification de l'effort P- Δ **Sens Longitudinal : Y**

<i>étage</i>	<i>Pk(KN)</i>	Δk	<i>Vk</i>	<i>Hk (cm)</i>	Θ	$\Theta \leq 0.1$
1	476296,366	0,3	13475,61	306	0,035	CV
2	306050,572	0,4	13348,36	306	0,030	CV
3	147693,622	0,4	13092,67	306	0,015	CV
4	137112,474	0,4	12730,62	306	0,014	CV
5	126531,324	0,4	12281,39	306	0,013	CV
6	115950,166	0,4	11755,09	306	0,013	CV
7	105369,016	0,4	11149,18	306	0,012	CV
8	94787,868	0,4	10455,73	306	0,012	CV
9	84206,71	0,4	9670,74	306	0,011	CV
10	73625,56	0,4	8797,7	306	0,011	CV
11	63044,412	0,4	7842,81	306	0,011	CV
12	52463,252	0,3	6805,86	306	0,008	CV

13	41882,104	0,3	5674,76	306	0,007	CV
14	31300,956	0,3	4429,53	306	0,007	CV
15	20719,796	0,2	3054,31	306	0,004	CV
16	10243,938	0,2	1564,65	306	0,004	CV

On remarque que les valeurs de θk inférieur à 0.1 donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure. Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'**art 5.10 du RPA version 2003** est vérifiée.

V.6.7. Vérification au renversement : RPA99/V2003(art.4.41)

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante:

$$\frac{MS}{MR} \geq 1.5$$

Mr : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$Mr = \sum Fi \times hi$$

MS : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$MS = W \times (XG ; YG)$$

W : Le poids total de la structure.

XG ; YG : Dimension de la structure (Largeur ou Longueur).

On prend XG et YG le plus petit du dimensionnement de la structure car il donne le cas favorable du moment stabilisateur provoqué par les charges vertical

Vérifications :

• Sens X-X:

$$MS = W \times \frac{Lx}{2} = 170245,79 \times \frac{39.70}{2} = 3379378.932 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ms}{Mr} = \frac{3379378.932}{517879,57} = 6.52 \geq 1.5 \dots\dots\dots CV$$

• Sens Y-Y:

$$MS = W \times \frac{Ly}{2} = 170245,79 \times \frac{23.3}{2} = 1983363.454 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ms}{Mr} = \frac{1983363.454}{467368,1856} = 4.24 \geq 1.5 \dots\dots\dots CV$$

La structure est vérifiée contre le renversement suivant les deux directions, donc elle est stable vis-à-vis le renversement.

V.6.8. Analyse des structures en béton armé sous effets de température et de retrait - selon le CBA 93

La température et le retrait sont des déformations imposées, appelées aussi des charges indirectes, qui peuvent créer des contraintes dans les structures hyperstatiques dues à des restrictions aux déformations.

- La température et le retrait tendent à provoquer des **déformations axiales** ou des **efforts normaux de traction ou de compression** (dans le cas de restriction de déformation)
- Les contraintes qui résultent de ce type d'actions dépendent directement de la rigidité des structures, ce qui signifie que moins la structure est rigide, plus les contraintes seront faibles.

Article B 5.1 - DIMENSIONS DES BLOCS ENTRE JOINTS

Dans les calculs relatifs aux "constructions courantes" et aux "constructions industrielles", on peut ne pas **tenir compte des effets du retrait et des variations de température** pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum de :

- 30 m dans les Wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMENEN qui rentrent dans la catégorie suivante.
- 25 m dans les autres Wilayas du Tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien.
- 20 m dans le moyen Sud et l'extrême Sud.

Zone thermique	Tj - Tn	Tj - Tn	Température de calcul ΔT
En Algérie du Nord (Climat tempéré) : 35° C et - 15° C	Cas 1 : ΔT= (+35 – (+10)) = +25°C Cas 2 : ΔT= (+35 – (+25)) = +10°C	Cas 3 : ΔT= (-15 – (+10)) = -25°C Cas 4 : ΔT= (-15 – (+25)) = -40°C	ΔTu1= +25°C ΔTu2= -40°C

- **Combinaisons à l'ELU : 1.35G+1.5Q+0.8T**
- **Combinaisons à l'ELS : G+**

V.6.9. L'excentricité

L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant :

$$ex = /XCR - XCM/ \quad ey = /YCR - YCM/$$

Le tableau suivant résume les résultats :

<i>Etage</i>	<i>W [KN]</i>	<i>Excentricité</i>	
		<i>X</i>	<i>Y</i>
1	170245,79	0,09	2,64
2	170245,79	0,16	2,77
3	170245,79	0,04	2,85
4	170245,79	0,04	2,85
5	170245,79	0,04	2,85
6	170245,79	0,04	2,85
7	170245,79	0,04	2,85
8	170245,79	0,04	2,85
9	170245,79	0,04	2,85
10	170245,79	0,04	2,85
11	170245,79	0,04	2,85

12	170245,79	0,04	2,85
13	170245,79	0,04	2,85
14	170245,79	0,04	2,85
15	170245,79	0,04	2,80
16	170245,79	0,05	2,79

Tableau V. 10. Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité

V.6.10. Conclusion

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique.

Le résultat obtenu pour le logiciel ROBOT 2014 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux

Chapitre VI

Ferraillage des éléments Structuraux

VI.1. Introduction

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations. La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

VI .2. Combinaisons d'actions

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes ;
- **Q** : Charges d'exploitations
- **E** : Efforts sismiques.

Combinaisons prises en compte :

➤ **Selon BAEL 91** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires ;

- E.L.U $1.35G + 1.5Q$
- E.L.S. $G+Q$

➤ **Selon RPA 2003 Formule (5-1 ; 2)** (Combinaisons accidentelles) :

- $Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Pour le calcul de la section du ferrailage, on utilise les caractéristiques des matériaux représentées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	30	17	1.15	400	348

<i>Accidentelle</i>	1.15	30	22.17	1	400	400
---------------------	-------------	-----------	--------------	----------	------------	------------

Tableau VI. 1 Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques des matériaux

VI.2. Ferrailage des poutres

VI.2.1. Introduction

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts, d'après les règlements du **BAEL 91 modifié 99**, on se rapportera aussi au **RPA 99 / version 2003** pour la vérification.

VI.2.2. Recommandation des RPA 99/V2003

- 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 recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de : **40 ϕ** en **zone IIa**.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à **90°**.

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres et les consoles les plus sollicitées

VI.2.3. Les sollicitations dans les poutres

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel "Robot ", on obtient les résultats suivants :

<i>Combinaison</i>	ELU		ELS		ACC	
	<i>En travée</i>	<i>Sur appui</i>	<i>En travée</i>	<i>Sur appui</i>	<i>En travée</i>	<i>Sur appui</i>
Moment (KN.m)						
Pp	118.60	-237.20	87.85	-175.50	87.85	-175.71

PS	75.33	150.66	55.80	111.60	55.88	111.60
----	-------	--------	-------	--------	-------	--------

Tableau VI. 2Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres et conso aux

VI.2.4. Poutre principale

VI.2.4.1. Armatures Longitudinales :

$$b = 45\text{cm}, h = 60\text{ cm}, d = 57\text{ cm}$$

VI.2.4.2. Calcule le ferrailage :

VI.2.4.2.1. Ferrailage en travée (situation accidentelle) :

➤ ELU : $M_t = 118.60\text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{118.60}{0.45 \cdot 0.57^2 \cdot 22.17 \cdot 10^3} = 0.036$$

$$\mu = 0.036 \leq \mu_L = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_c = 0$$

➤ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.036)}) = 0.045$$

$$\alpha = 0.045 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.045)) = 0.982$$

$$Z = d \cdot \beta$$

$$A = \frac{M_f}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{118.60 \cdot 10}{348 \cdot 0.57 \cdot 0.982} = 6.08\text{ cm}^2$$

1-En Appuis :

➤ Accidentelle: $G+Q+E, 0.8G+E$:

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1175.71}{0.45 \cdot 0.57^2 \cdot 22.17 \cdot 10^3} = 0.054$$

$$\mu = 0.054 \leq \mu_L = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_c = 0$$

➤ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.054)}) = 0.069$$

$$\alpha = 0.069 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.069)) = 0.972$$

$$Z = d \cdot \beta$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1175.71 \cdot 10}{348 \cdot 0.57 \cdot 0.972} = 9.11\text{ cm}^2$$

VI.2.4.2.2. Vérifications nécessaires pour les poutres : BAEL**VI.2.4.2.2.1. Condition de non fragilité (art A.4.2) :**

$$A_{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times 45 \times 57 \times 2.4/400 = 3.53 \text{ cm}^2$$

VI.2.4.2.2.2. Le pourcentage minimal d'armature BAEL (art B.6.4) :

$$A_{\min} = 0.01\% \ b \times h$$

$$A_{\min} = 0.001 \times 45 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$$

VI.2.4.2.2.3. RPA99/version 2003:

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003** :

● Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

D'après le **RPA** est 0,5% en tout section :

$$A_{\min RPA} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 60 \times 45 = 13.5 \text{ cm}^2$$

	<i>A_{cal}</i> (cm)	<i>A_{BAEL}</i> (cm)
Travée	6.08	3.53
Appui	9.11	3.53

Tableau VI. 3. Ferrailage en travée et en appuis

VI.2.4.2.2.4. ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification

de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < [\alpha] = \left((\gamma - 1)/2 + (f_{c28}/100) \right); \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

<i>Eléments</i>	α	$Mu (KN. m)$	$MS (KN. m)$	γ	$[\alpha]$	condition
<i>Travée</i>	0.045	118.60	87.85	1.35	0.475	<i>Vérifier</i>
<i>Appuis</i>	0.069	237.20	175.50	1.35	0.475	<i>Vérifier</i>

Tableau VI. 4. Vérifications E.L.S

VI.2.4.2.2.5. Vérification de l'effort tranchant : $Tu = 187.26KN. m$

$$\tau u \leq [\tau]$$

$$\tau u = \frac{Tu}{b.d} = \frac{187.26 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.57} = 0.73 \text{MPA}$$

$$[\tau] = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \mid 5 \text{MPA}\right) = 3.33 \text{MPA}$$

$\tau u = 0.73 \text{MPA} \leq (\tau) = 3.33 \text{MPA} \dots \dots \dots$ condition vérifier.

VI.2.4.2.2.6. Armatures transversales :

VI.2.4.2.2.6.1. Diamètre des armatures transversales : BAEL91 (art. A.7.2, 2)

$$\emptyset t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \emptyset l; \frac{b0}{10}\right)$$

$$\emptyset t \leq \min(1.5; 2; 4.5) \Rightarrow \emptyset t \leq 1.5 \text{cm}$$

Soit $\emptyset t \geq 8 \text{mm}$

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22) :

$$St1 \leq \min(0,9 d ; 40 \text{cm}) = 40 \text{cm}$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4} = 15, 12\emptyset \text{min}, 30 \text{cm}\right) = 15 \text{cm} \rightarrow \text{dans la Zone nodale.}$$

$$St2 \leq \frac{h}{2} = 30 \text{cm} \rightarrow \text{dans la Zone courante.}$$

On prend: $St \leq \min (St_{BAEL}, St_{RPA})$

- Dans la Zone nodale : $St = 15 \text{cm}$

- Dans la Zone courante : $St = 20\text{cm}$

Avec : $L' = 2h = 120\text{ cm}$ (longueur de la zone nodale)

VI.2.4.2.2.6.2. La section de ferraillage transversal :

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22) :

$A_{0,003.St.b} \geq 0,003.15.45 = 2.025\text{ cm}^2 \rightarrow$ en zone nodale

$A_{0,003.St.b} \geq 0,003.20.45 = 2.7\text{ cm}^2 \rightarrow$ en dehors de la zone courante

Donc on prend :

- La zone nodale **5Ø8** avec $A_t = 2.51\text{ cm}^2$
- La zone courante **6Ø8** avec $A_t = 3.02\text{ cm}^2$

VI.2.4.2.3. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{14.07}{45 \times 57} = 0.0054 \leq 0.0090 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{60}{540} = 0.111 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

VI.4.2. Présentation du ferraillage

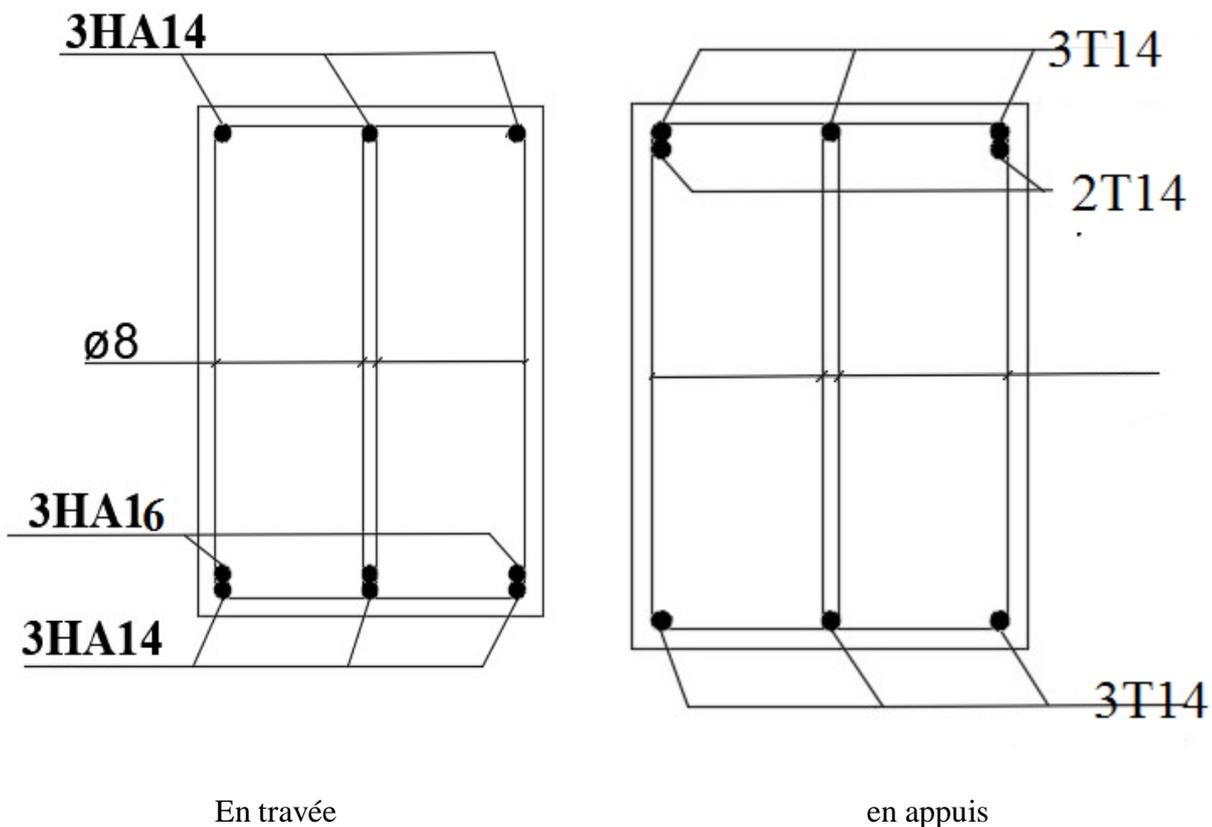


Figure VI. 1.ferrailage Poutre principale

VI.2.5. Les poutres secondaires**VI.2.5.1.Armatures Longitudinales:**

b = 35cm, h = 50 cm, d = 47 cm

VI.2.5.2.Calcul le ferrailage :**VI.2.5.2.1.Ferrailage en travée (situation accidentelle) :****1. En Travée**

➤ELU : $M_t = 75.33 \text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{75.33}{0.35 \cdot 0.47^2 \cdot 22.17 \cdot 10^3} = 0.043$$

$$\mu = 0.043 \leq \mu_L = 0.392 \implies A_c = 0$$

➤ **Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.043)}) = 0.054$$

$$\alpha = 0.054 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.054)) = 0.978$$

$$Z = d \cdot \beta$$

$$A = \frac{M_f}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{75.33 \cdot 10}{348 \cdot 0.47 \cdot 0.978} = 4.70 \text{ cm}^2$$

2. En Appuis :

➤Accidentelle: **G+Q+E, 0.8G+E :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{111.60}{0.35 \cdot 0.47^2 \cdot 22.17 \cdot 10^3} = 0.065$$

$$\mu = 0.065 \leq \mu_L = 0.392 \implies A_c = 0$$

➤ **Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.065)}) = 0.084$$

$$\alpha = 0.084 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.084)) = 0.966$$

$$Z = d \cdot \beta$$

$$A = \frac{M_f}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{111.60 \cdot 10}{348 \cdot 0.47 \cdot 0.966} = 7.06 \text{ cm}^2$$

VI.2.4.2.2. Vérifications nécessaires pour les poutres : BAEL**VI.2.4.2.2.1. Condition de non fragilité (art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times 35 \times 47 \times 2.4/400 = 2.27 \text{ cm}^2$$

VI.2.4.2.2.2. Le pourcentage minimal d'armature BAEL (art B.6.4) :

$$A_{\min} = 0.01\% \ b \times h$$

$$A_{\min} = 0.001 \times 35 \times 50 = 1.75 \text{ cm}^2$$

VI.2.4.2.2.3. RPA99/version 2003 :

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003** :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

D'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min RPA} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 50 \times 35 = 8.75 \text{ cm}^2$$

	<i>Acal (cm</i>	<i>ABAEL(cm</i>	<i>Amin(cm</i>	<i>AminRPA(cm</i>	<i>Amax(cm</i>	<i>Adopta(cm</i>
Travée	4.70	2.27	1.75	8.75	8.75	8HA14=12 .31
Appui	7.06	2.27	1.75	8.75	8.85	10HA14=1 5.39

Tableau VI. 5. Armatures Longitudinales

VI.2.4.2.2.4. ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ .

- **Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification**

de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < [\alpha] = \left((\gamma - 1)/2 + (f_{c28}/100) \right); \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

<i>Eléments</i>	α	<i>Mu (KN. m)</i>	<i>MS (KN. m)</i>	γ	$[\alpha]$	<i>condition</i>
<i>Travée</i>	0.054	75.33	55.80	1.35	0.475	<i>Vérifier</i>
<i>Appuis</i>	0.084	150.66	111.60	1.35	0.475	<i>Vérifier</i>

Tableau VI. 6. Vérification ELS

VI.2.4.2.2.5. Vérification de l'effort tranchant : $Tu = 134.83 \text{ KN.m}$

$$\tau u \leq [\tau]$$

$$\tau u = \frac{Tu}{b.d} = \frac{134.83 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.47} = 0.81 \text{ MPA}$$

$$[\tau] = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma b} \mid 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$\tau u = 0.73 \text{ MPA} \leq (\tau) = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots$ condition vérifier.

VI.2.4.2.2.6. Armatures transversales :**VI.2.4.2.2.6.1. Diamètre des armatures transversales : BAEL91 (art.A.7.2, 2)**

$$\emptyset t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \emptyset 1; \frac{b0}{10}\right)$$

$$\emptyset t \leq \min(1.42; 2; 4.5) \Rightarrow \emptyset t \leq 1.5 \text{ cm}$$

Soit $\emptyset t \geq 8 \text{ mm}$

D'après **BAEL 91 (art A.5.1, 22)** : $St1 \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

D'après **RPA 99 (art 7.5.2, 2)** :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4} = 12.5, 12\emptyset \text{ min}, 30 \text{ cm}\right) = 12.5 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone nodale.}$$

$$St2 \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone courante.}$$

On prend : $St \leq \min(St \text{ BAEL}, St \text{ RPA})$

- Dans la Zone nodale : $St = 15 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $St = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 120 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale)

VI.2.4.2.2.6.2. La section de ferraillage transversal :

D'après **BAEL 91**(art A.5.1, 22) :

$$A_{0,003.St.b} \geq 0,003.15.35 = 1.575cm^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_{0,003.St.b} \geq 0,003.20.35 = 2.1 cm^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone courante}$$

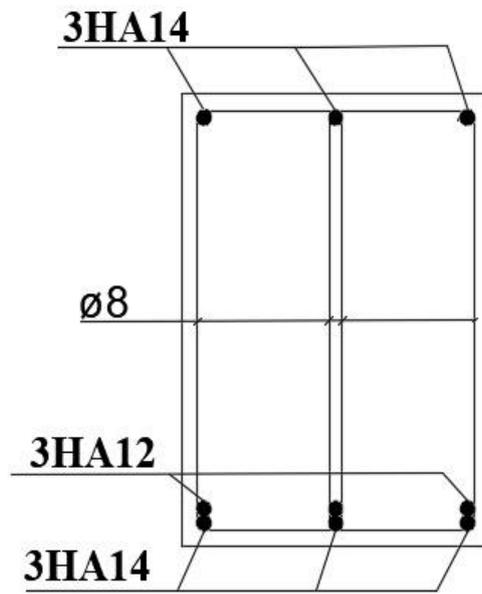
Donc on prend :

- La zone nodale **4Ø8** avec $A_t = 1.575cm^2$
- La zone courante **6Ø8** avec $A_t = 2.01cm^2$

✓ **Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{9.24}{35 \times 47} = 0.0056 \leq 0.0090 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{50}{540} = 0.092 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

VI.4.2. Présentation du ferraillage



En appuis En travée

Figure VI. 2. ferraillage Poutre secondaires

VI.3. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, qui sont dus à (**G**), (**Q**) et l'effort sismique (**E**), ainsi que des efforts tranchants. ▪ Effort normal (**N**). ▪ Effort tranchant (**T**). ▪ Moment fléchissant (**M**)

Sachant que :

1) Les combinaisons ($G+Q$ et $1.35G+1.5Q$) donne un effort normal maximal et un moment correspondant (N_{max} , M_{corr}).

2) Les combinaisons ($G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$) donne un moment maximal et un effort normal correspondant (M_{max} , N_{corr}).

→ Elle dimensionne le coffrage des sections de béton. 3) Les combinaisons ($G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$) donne un effort normal minimum et un moment correspondant (N_{min} , M_{corr}).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale) Donc ils sont calculés en flexion composée, Les armatures seront calculées à l'état limité **ultime** « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

VI.3.1. Recommandations du RPA99/version 2003

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 48**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

VI.3.1.1. Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{min} = 0,8 \% \text{ de la section de béton (en zone IIa)}$.
 - $A_{max} = 4 \% b \times h \text{ (en zone courante)}$.
 - $A_{max} = 6 \% b \times h \text{ (en zone de recouvrement)}$.
- $\varnothing_{min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de **40** en **zone IIa**.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser **25cm** (**zone IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique)
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les

extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre

VI.3.1.2. Armatures transversales : RPA99 (art 7.4.2.1)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{T} = \frac{\rho_a \cdot Vu}{h1 \cdot fe}$$

Avec :

Vu : est l'effort tranchant de calcul

h1 : Hauteur totale de la section brute

fe : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρa : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

t : Est l'espacement des armatures transversales

- $\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$

t : est l'espacement des armatures transversales

▪ **La zone nodale :**

$$t \leq \min (10 \phi, 15 \text{ cm})$$

▪ **La zone courante :**

$$t \leq 15 \phi$$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinal. ϕ

La quantité des armatures transversales vers soles $\frac{At}{t \times b1}$ en % est donnée

comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \longrightarrow 0,3$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 5 \longrightarrow 0,8$$

Si $3 < br < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λg: Enlacement géométrique du Poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a Et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

lf: longueur de flambement du poteau ($lf = 0.7 L$)

➤BAEL91 (art A.8.1.3)

VI.3.2.Le diamètre des armatures transversales:

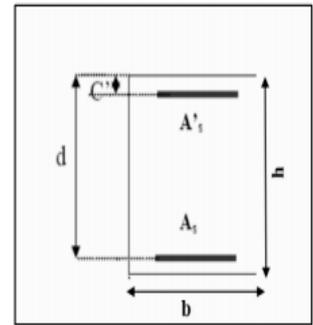
$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

VI.3.3.leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

VI.3. 4. Calcul de ferraillage

• **Poteaux de section (70×85) cm²**

$$C = 3 \text{ cm}; d = h - c = 85 - 3 = 82 \text{ cm}$$



- Acier Fe E400
- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

ELU		0.8 G + Ex		G + Q + Ex	
NMAX(KN)	MCOR(KN.m)	NMIN(KN.m)	MCOR(KN)	MMAX(KN)	NCOR(KN.m)
4854.59	3.60	110.34	45.12	376.08	3451.75

VI.3.4.1. Ferraillage longitudinal

VI.3.4.1.1. ELU :

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à **L'article A.4.3.5 du BAEL99** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$et = e1 + e2 ; e1 = ea + e0$$

ea : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution)

e1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2\text{cm}; \frac{306}{250}\right\} = 2\text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{2.73}{4854.59} = 0.00074$$

$$= 0.00074\text{ m} = 0.074\text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.074 \rightarrow e_1 = 2.074\text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire

$$\text{Si : } \frac{l_f}{h} < \max(15; 20 \cdot e_1 / h)$$

l_f : Longueur de flambement du poteau

l : hauteur totale du Poteau.

$$l_f = 0.7 \times L = 0.7 \times 3.06 = 2.14\text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = 2.52 < \max(15; 0.48)$$

$$\text{Donc } \frac{l_f}{h} = 3,89 < 15$$

Alors : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$l_f/h < \max(15; 20 \cdot e_1 / h)$$

On prend généralement : $\alpha = 2$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2.14}{0.85} = 8.72$$

Soit : $\lambda < 50$

$$\text{Donc } \alpha = \frac{0.85}{1 + 2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.75$$

$$e_2 = \frac{3 \times \lambda^2}{h \times 10^4} (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times 2.14^2}{0.85 \times 10^4} (2 + 0.75 \times 2) = 0.00264\text{ cm}$$

$$e_t = e_1 + e_2 = 0.0026 + 2.074 = 2.076\text{ Cm}$$

$$M \text{ corrigé } = N_{ELU} \times e_t = 4854.59 \times 0.0207 = 100.5\text{ KN.m}$$

Donc Les efforts corrigés seront:

$$N_{max} = 4854.59\text{ kN}$$

$$M_{courr} = 100.5\text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 100.5 + 4854.59 (0.82 - 0.85/2) = 2018.06\text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2018.06 \times 10^6}{17 \times 700 \times 820^2} = 0.252$$

✓ $\mu = 0.252 \leq 0.48$ Donc la section sera partiellement comprimée

✓ Calcul à la flexion simple :

$$\mu = 0.252 \leq \mu = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_c = 0$$

➤ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.252)}) = 0.369$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.369)) = 0.852$$

$$Z = d * \beta = 0.82 \times 0.852 = 0.7 \text{ m}$$

$$\mu = 0.252 \leq 0.48$$

$$\mu = 0.252 \leq \mu l = 0.392$$

$$\alpha = 0.252 > \bar{\alpha} = 0.259$$

Pivot A

$$\varepsilon_{st} = 10\%$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{2018.06 * 10^3}{348 * 70} = 82.84 \text{ cm}^2$$

VI.4.2. Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 70 \times 82 \times \frac{2.4}{400} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_S \geq \max(A_u | A_{min})$$

$$A_S = 82.86 \text{ cm}^2$$

$$A = A_S - \frac{N}{100 \times 348} = 82.86 - \frac{4854.59 \times 10^3}{100 \times 348}$$

$$A = -56.63 \text{ cm}^2$$

2. 0.8G+Ex

NMIN(KN.m)	MCOR(KN)
110.34	45.12

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{306}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{45.12}{110.34} = 0.41 \text{ m} = 41 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 41 \rightarrow e_1 = 43 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire

$$\text{Si : } \frac{l_f}{h} < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

l_f : Longueur de flambement du poteau

l : hauteur totale du Poteau.

$$l_f = 0.7 \times L = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = 2.52 < \max(15 ; 10.11)$$

$$\text{Donc } \frac{l_f}{h} = 3,89 < 15$$

Alors : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\frac{l_f}{h} < \text{Max} (15 ; 20 \cdot e1 / h)$$

On prend généralement : $\emptyset=2$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2,14}{0,85} = 8,72$$

Soit : $\lambda < 50$

$$\text{Donc } \alpha = \frac{0,85}{1 + 2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,75$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{h \times 10^4} (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times 2,14^2}{0,85 \times 10^4} (2 + 0,75 \times 2) = 0,00565 \text{ cm}$$

$$et = e1 + e2 = 0,0056 + 43 = 43,0056 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = NELU \times et = 110,34 \times 0,430056 = 47,45 \text{ KN.m}$$

Donc Les efforts corrigés seront:

$$N_{\text{MIN}} = 110,34 \text{ kN} \quad \Longrightarrow \quad M_{\text{courr}} = 47,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 47,45 + 110,34 (0,82 - 0,85/2) = 91,03 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 22,17 \text{ MPA} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{91,03 \times 10^6}{22,17 \times 700 \times 820^2} = 0,008$$

$$\mu = 0,008 < 0,48 \quad \text{Donc la section sera partiellement comprimée}$$

✓ Calcul à la flexion simple :

$$\mu = 0,008 < \mu_L = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad A_c \neq 0$$

➤ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,008)}) = 0,01$$

$$\alpha = 0,01 \leq \alpha_{AB}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,01) = 0,996$$

$$Z = d \cdot \beta = 0,82 \times 0,996 = 0,816$$

Pivot A

$$\varepsilon_{st} = 10\%$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{91,03 \times 10^3}{400 \cdot 81,6} = 2,79 \text{ cm}^2$$

VI.4.3. Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 70 \times 82 \times \frac{2.4}{400} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max(A_u | A_{min})$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A = A_s - \frac{N}{100 \times 348} = 2.79 - \frac{110.34 \times 10^3}{100 \times 400}$$

$$A = 5.16 \text{ cm}^2$$

3. G + Q + Ex:

G+Q+Ex	
M MAX (KN)	NCOR (KN. m)
376.08	3451.75

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{376.08}{3451.75} = 0.10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 10 \rightarrow e_1 = 12 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire

$$\text{Si : } \frac{l_f}{h} < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

l_f : Longueur de flambement du poteau

l : hauteur totale du Poteau.

$$l_f = 0.7 \times L = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = 2.52 < \max (15 ; 10.11)$$

$$\text{Donc } \frac{l_f}{h} = 3.89 < 15$$

Alors : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\frac{l_f}{h} < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

On prend généralement : $\emptyset = 2$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2.14}{0.85} = 8.72$$

Soit : $\lambda < 50$

Donc

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.75$$

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{h \times 10^4} (2 + \alpha \times \phi) = \frac{3 \times 2.14^2}{0.85 \times 10^4} (2 + 0.75 \times 2) = 0.00565 \text{ m}$$

$$et = e_1 + e_2 = 0.0056 + 12 = 0.12 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times et = 3451.75 \times 0.12 = 414.32 \text{ KN.m}$$

Donc Les efforts corrigés seront:

$$N_{\text{MIN}} = 3451.75 \text{ kNm courr} = 414.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1777.76 - 1.75 (0.82 - 0.85/2) = 1777.76 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 22.17 \text{ MPA } \sigma_s = 400 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1777.76 \times 10^6}{22.17 \times 700 \times 820^2} = 0.170$$

$$\mu = 0.170 < 0.48 \quad \Rightarrow \quad A_c = 0$$

Donc la section sera partiellement comprimée

✓ **Calcul à la flexion simple :**

$$\mu = 0.170 < \mu = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_c = 0$$

➤ **Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.170)}) = 0.234$$

$$\alpha = 0.234$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.234) = 0.906$$

$$Z = d \times \beta = 0.82 \times 0.906 = 0.742$$

$$M_r = 0.8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bu} \times Z$$

$$M_r = 0.8 \times 0.234 \times 700 \times 820 \times 22.17 \times 0.742 = 1767619.60 \text{ N.m} = 1767.6196 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = M_U - M_r = 1777.76 - 1767.6196 = 10.15 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M \leq 0.4 M_u$$

$$\Delta M = 10.15 \text{ KN.m} \leq 0.4 M_u = 711.1 \text{ KN.m}$$

$$A_{\text{STU}} = \frac{M_r}{Z \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - d') \sigma_{st}}$$

$$A_{\text{stu}} = \frac{1767.61}{0.742 \times 400} + \frac{10.15}{790 \times 400} = 5.95 \text{ cm}^2$$

VI.4.4.1 Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\text{min}} > 0.23 \times b \times d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} > 0.23 \times 700 \times 820 \times \frac{2.4}{400} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_S \geq \max(A_u | A_{min})$$

$$A_S = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A = A_S - \frac{N}{100 \times 348} = 7.92 - \frac{3451.75 \times 10^3}{100 \times 400}$$

$$A = -78.37 \text{ cm}^2$$

VI.4.5. Vérification des sections RPA (99ver2003):

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale :

Zonella :

$$A_{min} = 0,8\% (b. h)$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,8\% (b. h) = 0.008 \times 70 \times 85 = 47.6 \text{ cm}^2$$

	A cal (cm²)	A_{min} BAEL (cm²)	A_{RPA} (cm²)	A_{adoptée} (cm²)
ELU	-56.63	9.92	47.6	10 HA 25=49.08cm ²
G+Q±E	-78.37			
0.8± G	5.16			

Tableau VI. 7.Ferraillage longitudinal

VI.4.6. Vérification à L'ELS

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser}). La Fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa}$
- La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

VI.4.6.1. Les poteaux sont calculés en flexion composée :

$$N \quad N_{ser} = 4845.39 \text{ KN} \quad ; \quad M_{ser} = 3.23 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{2.67}{3596} = 0.0007 \text{ m} = 0.07 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.07 < \frac{h}{6} = \frac{85}{6} = 14.16 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_{adop}) = 70 \times 85 + 15 \times (49.08) = 6686.2 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 6686.2$$

$$V_1 = 1/B_0 \times [bh^2/2 + 15 \times (A_1 \times c + A_2 \times d)]$$

$$V_1 = 1/6686.2 \times [(70 \times 85^2)/2 + 15 \times (24.54 \times 3 + 24.54 \times 82)]$$

$$V_1 = 42.5 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 85 - 42.5 = 42.5 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = b/3 \times (V_1 + V_2) + 15 \times A_1 (V_1 - c_1)^2 + A_1 (V_2 - c_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{85}{3} \times (42.5 + 42.5) + 15 \times 24.54 \times (42.3 - 3)^2 + 24.45 \times (24.54 - 3)^2$$

$$I_{xx} = 582320.96 \text{ cm}^4$$

$$K = MG/I_{xx}$$

$$MG = 2.67 \text{ KN.m}$$

$$K = (2.67 \times 10^3) / 582320.96 = 0.004 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times V_1$$

$$\sigma_0 = N / (100 \times B_0) = (3596 \times 10^3) / (100 \times 3733.5) = 5.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.37 + 0.004 \times 42.5$$

$$\sigma_b = 5.54 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

Donc les armatures déterminées pour l'E.L.U.R conviennent.

Fissuration est préjudiciable, alors la vérification de σ_s à l'E.L.S est :

$$\begin{aligned}\sigma_{s1} &= 15 \times [\sigma_0 + K \times (V1 - c)] = 15 \times [5.37 + 0.004 \times (42.5 - 3)] \\ &= 12.72 \text{ MPA}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{s2} &= 15 \times [\sigma_0 + K \times (d - V1)] = 15 \times [3.4 + 0.1556 \times (29.04 - 570)] \\ &= 82.92 \text{ MPA}\end{aligned}$$

$$O_{na}(\sigma_{s1}, \sigma_{s2}) < 400 \text{ MPA}$$

VI.4.6.2. Vérification du poteau à l'effort tranchant BAEL91 (A.5.1, 212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armature pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q + Ex) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 272.34 \text{ KN}$$

VI.4.6.3. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{272.34 \times 10^3}{700 \times 820} = 0.474 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 4 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.47 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 4 \text{ MP} \dots \dots \dots \text{CV}$$

VI.4.7. Calcul d'armature transversale

Selon (RPA99 version 2003 :7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

$$\text{l'aide de la formule suivante : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul. h : Hauteur totale de la section brute. f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\text{Si } \lambda_g > 5\rho_a = 2.5$$

$$\text{Si } \lambda_g < 5\rho_a = 3.75$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau. (70×85) :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{h}\right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation. l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{0.85} = 2.52 \leq 5\rho_a \Rightarrow 3.75 \rightarrow$$

La zone IIa : \Rightarrow La zone nodale :

$St \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. en prend $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ **La zone courante :**

$$St \leq 15 \phi_l$$

St: c'est l'espacement des armatures transversales : Le diamètre minimal des armatures longitudinales ϕ

$$St \leq 25$$

On adoptera un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

a- Zone nodale :

$$At = \frac{\rho_a \times VU \times St}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 272340 \times 100}{820 \times 400} = 311.364 \text{ mm}^2 = 3.11 \text{ cm}^2$$

b- Zone courante :

$$At = \frac{\rho_a \times VU \times St}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 272340 \times 150}{820 \times 400} = 467.04 \text{ mm}^2 = 4.67 \text{ cm}^2$$

Soit (6T10)=4.71 cm²

VI.7.1. Vérification des armatures minimales

• D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale (Zone II)

$$\frac{At}{St \times b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.3\% & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

\Rightarrow Dans la zone nodale $St = 10 \text{ cm}$

$$\frac{At}{St \times b} \geq 0.3 \frac{3.11}{10 \times 70} = 0.004 \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ Dans la zone courante : $St=15 \text{ cm}$

$$\frac{At}{St \times b} \geq 0.3 \frac{3.11}{15 \times 70} = 0.002 \dots\dots\dots \text{CV}$$

BAEL91 (art A.8.1. 3) :

VI.7.1.1. Le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t = (\phi_l)/3$$

$$\phi_t = 10 \text{ mm}^2 \geq \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}^2$$

VI.7.2. Présentation du ferraillage des poteaux:

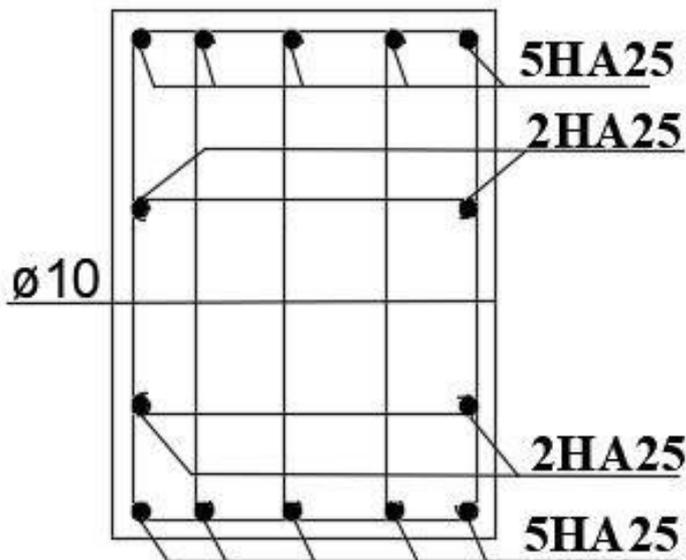


Figure VI. 3. ferraillage poteaux

VI.8. Étude des voiles**VI.8.1. Introduction**

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme. Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée.

VI.8.2. Combinaison

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99) les combinaisons à considérer dont notre cas (voile) sont les suivant :

G+Q±E

0.8G±E

VI.8.3. Prescriptions imposées par (RPA 99)

Dans le plan vertical : des aciers verticaux.

Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.

VI.8.4. Aciers verticaux d'après RPA 99 (art .7.7.4.1)

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures,
- le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau
- la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
A chaque extrémité du voile (trumeau)
- L'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

VI.8.5. Aciers horizontaux d'après RPA 99 (art .7.7.4.2)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

VI.8.6. Règles communes d'après RPA 99 (art .7.7.4.3)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5 a$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- 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 égales à : 40 pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ; 20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.8.7. Calcul de la section d'armature (Ferraillage vertical)

VI.8.7.1. Ferraillage vertical :

Type de section qu'on peut avoir : Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Section Entièrement tendu (S. E. T).
- Section Entièrement comprimée (S. E.C).

Section Partiellement comprimée (S. P. C)

VI.8.7.2.Calcul des sections suivant leurs natures

1)Section entièrement tendue :

on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :L'effort normal appliqué est un effort de traction et Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures

Avec :N : L'effort normal de traction. C : Le centre de pression

2) Section entièrement comprimée :

La section est entièrement comprimée si : L'effort normal est un effort de compression et Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section

Avec : N : L'effort normal de compression.

C : Le centre de pression

3) Section partiellement comprimée :

La section est partiellement comprimée si : la section est partiellement comprimée si :

N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section

VI.8.7.3.Calcul de la section des armatures :

La figure suivante représente la disposition des voiles dans notre structure :

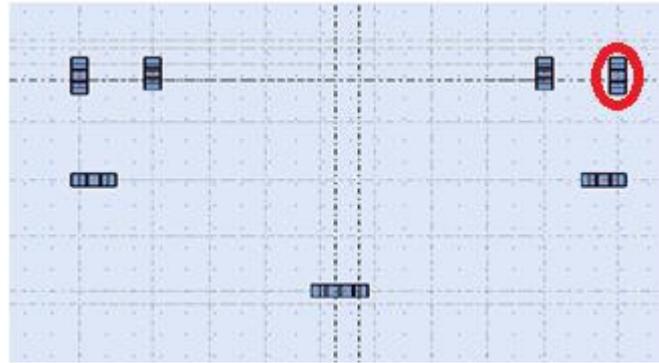


Figure VI. 4 Vue en plan RDC les coupes du voiles

$N_{max} (kN)$	$M_{corr}(KN.m)$	$N_{min}(KN)$	$M_{corr}(KN.m)$	$M_{max}(KN.m)$	$N_{corr}(KN)$
2751.88	193.23	32.76	4.72	824.23	1331.03

VI.8.8. Vérification de Caractéristiques géométriques du voile

$$L > 4ep \longrightarrow 2.20 \text{ m} > 4 \times 0.16 = 0.64 \text{ m} (cv)$$

$$ep \geq 15 \text{ cm} \longrightarrow 16 \text{ cm} > 15 \text{ cm} (cv)$$

Avec : L : la longueur max du voile

ép. : l'épaisseur de voile

VI.8.9. Détermination des sollicitations du voile

a) Armatures verticales :

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{6M}{a.h^2}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} - \frac{6M}{a.h^2}$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} A = L \times e = 3.7 \times 0.16 = 0.592 \text{ m}^2 \\ a = 16 \text{ cm} \\ h = 3.70 \text{ m} \end{array} \right.$$

Maintenant, nous déterminons les contraintes maximales pour chacune des 3 cas les valeurs sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

$N(KN)$	$M(KN.m)$	$\sigma_c(MPA)$	$\sigma_t(MPA)$
1331.03	824.23	4.95	3.97
32.76	4.72	0.11	0.05
2751.88	193.23	4.24	0.07

Tableau VI. 8. sollicitations du voile.

On a (σ_1 et σ_2 la section du voile est entièrement comprimée

" Pas de zone tendue". $\Rightarrow 0 >$)

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

VI.8.10. Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{min} = 0,15\% . a . L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 m$)

$$A_{min} = 0.0015 \times 16 \times 100 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$D \leq 1/10 . a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) . 160$$

$$D \leq 16 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

VI.8.11.L'espacement:

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2 . a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{32, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 32cm$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min \{1.5. a, 33 cm\}$$

$$St \leq \min \{24, 33 cm\}$$

$$St \leq 24cm$$

$$\text{Donc : } \min \{St \leq St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\}$$

$$St \leq 24cm$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5,65 cm²/ml.**

2)-Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

VI.8.12.calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 6 par m³ au moins; on prend donc 4m².

VI.8.13.Vérification de la contrainte de cisaillement

On calcule la contrainte de cisaillement $\tau = \frac{\bar{T}}{a \times l}$

$$\bar{T} = T \times 1.4$$

$$\bar{T} = 1.4 \times 745.98 = 1044.37 KN$$

$$\tau = \frac{1044.37 \times 10^3}{160 \times 3850} = 1.69$$

$$\bar{\tau} = \min(0.2f_c; 5MPa) = 5MPa \text{ (art.7.7.2)}$$

$$\tau = 1.69MPa \leq \bar{\tau} = 5MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.8.14. Disposition des armatures :**VI.8.14.1. armatures verticales :**

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur. -La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} < 20\text{ cm}$Condition. Vérifiée.

$L/10 = 38,5\text{ cm} \rightarrow L=385\text{ cm}$

VI.8.14.2. Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $\phi 10$
- Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30\text{ cm})$.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VI.8.14.3. Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

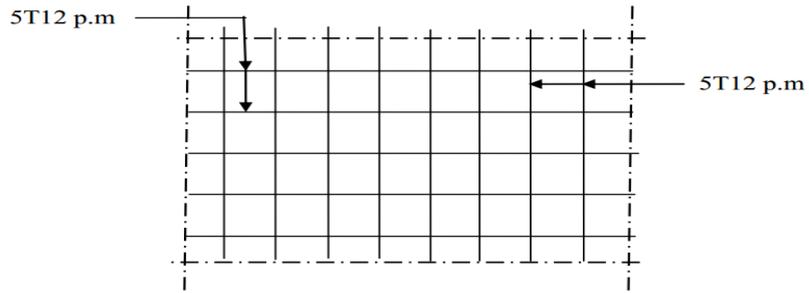


Figure VI. 5. Disposition du ferrailage du voile.

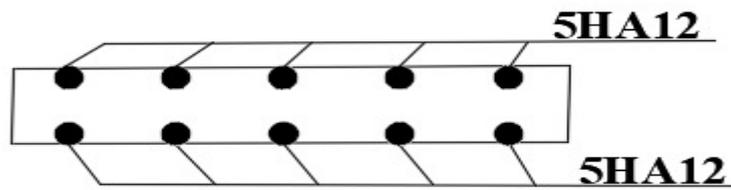


Figure VI. 6 . Ferrailage du voile

CHAPITRE VII

Etude du vent

VII.1.Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction Supposées horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui Dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent Aussi de plusieurs paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

Application des R N V 99 :

VII .2.La vérification de la stabilité d'ensemble

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

✚ L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

VII.2.1.détermination du coefficient dynamique Cd :

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à

L'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la Partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

VII.2.1.1.Valeur de Cd :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51) :

En fonction de h et b. exemple :

Sens V1 du vent : h = 48.96 et b = 39.70 Après l'interpolation : **Cd =0,96.**

Sens V2 du vent : h = 48.96 et b = 23.30 m ; Après l'interpolation : **Cd =0,945.**

Cd dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

VII.3. Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à l'article 3.1.1 des RNV99.

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec. n , étant le nombre de niveaux de la construction.

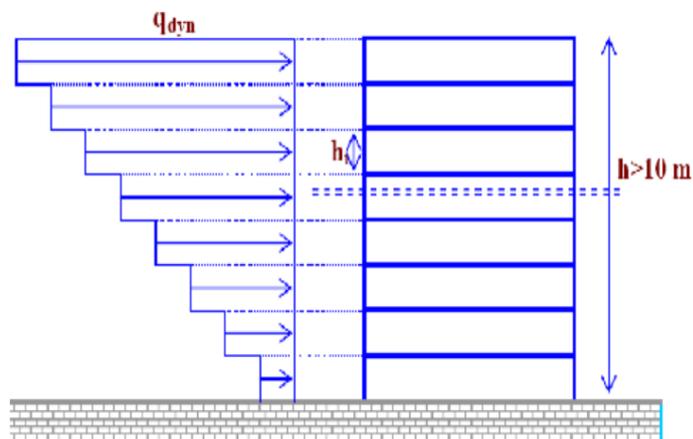


Figure VII. 1. Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par

La formule (2.12 des RNV99).

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : Distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{dyn} : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : Donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

Zone II $\rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

Ce : peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times \left[\frac{7K_T}{C_T(Z) \times C_r(Z)} \right]$$

CT : coefficient de topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent. Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 des RNV99).

Site plat → **CT (Zeq) = 1.**

Cr : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent ; Sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$Z_{min} \leq Z \leq 200m \Rightarrow C_r(Z) = K_T \times L_n\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

KT : Facteur de terrain.

Z0 : Paramètre de rugosité.

Zmin : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau (2.4 des RNV99) on a :

KT = 0,24.

Z0 = 1 m.

Zmin = 16 m.

Le tableau suivant résume les coefficients cités suivant :

Z (m)	KT	Z0	Zmin	CT	Cr	Ce(z)	qref	Qdyn(N/m2)
3.06	0.24	1	16	1	0.26	1.5	375	562.5
6.12	0.24	1	16	1	0.43	1.9	375	712.5
9.18	0.24	1	16	1	0.53	2.17	375	813.75

12.24	0.24	1	16	1	0.60	2.36	375	885
15.3	0.24	1	16	1	0.65	2.51	375	941.25
18.36	0.24	1	16	1	0.69	2.63	375	986.25
21.42	0.24	1	16	1	0.73	2.75	375	1031.25
24.48	0.24	1	16	1	0.76	2.85	375	1068.75
27.54	0.24	1	16	1	0.79	2.95	375	1106.25
30.6	0.24	1	16	1	0.81	3.01	375	1128.75
33.66	0.24	1	16	1	0.84	3.11	375	1166.25
36.72	0.24	1	16	1	0.86	3.18	375	1192.5
39.78	0.24	1	16	1	0.88	3.25	375	1218.75
42.84	0.24	1	16	1	0.90	3.32	375	1245
45.9	0.24	1	16	1	0.91	3.35	375	1256.25
48.96	0.24	1	16	1	0.93	3.42	375	1282.5

Tableau VII. 1. Valeurs de C_r , C_e et la pression dynamique selon la hauteur Z

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée. C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

VII.4.Parois verticales

VII.4.1.Sens -x :

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on réfère au paragraphe 1.1.2 chapitre 5 RNV 99

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V_1 , $b = 23.3\text{m}$

d : la dimension parallèle à la direction du vent V_1 , $d = 39.7\text{m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(23.3 ; 2 \times 48.96) = 23.3 \text{ m}$

$d > e$ la paroi est divisible en 3 zones, qui sont illustrées sur la figure suivante :

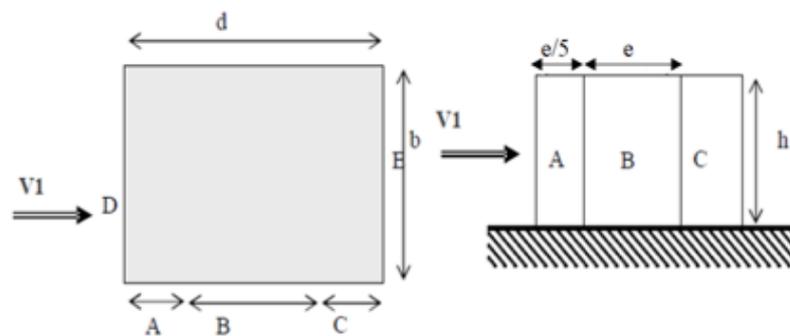


Figure VII. 2Vue en plans et vue en évaluation

	A	B	C	D	E
$C_{pe, 10}$	-1.0	-0.8	-0.50	+0.8	-0.30

Tableau VII. 2Valeurs du Coefficient de la pression extérieure

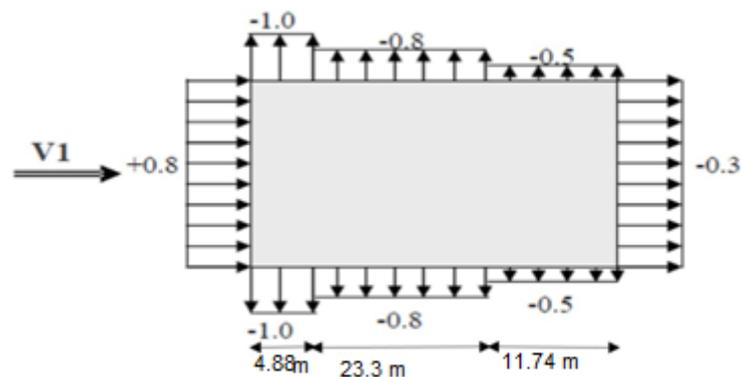


Figure VII. 3.Distribution de la pression extérieure XX

VII.4.2.Sens-y :

$b = 39.7\text{m}, d = 23.3\text{m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (39.7; 2 \times 48.96) = 39.7 \text{ m}$

$d < e$ la paroi est divisible en 2 zones, qui sont illustrées sur la figure suivante :

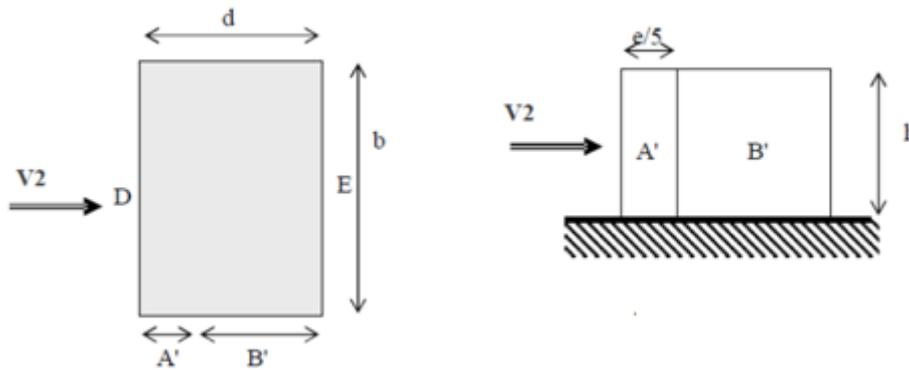


Figure VII. 4. Vue en plans et vue en évaluation

D'après le tableau 5.1 RNV 99 on a :

	A	B	C	D	E
<i>Ccpe, 10</i>	-1.0	-0.8	-0.50	+0.8	-0.30

Tableau VII. 3 Valeurs du Coefficient de la pression extérieure

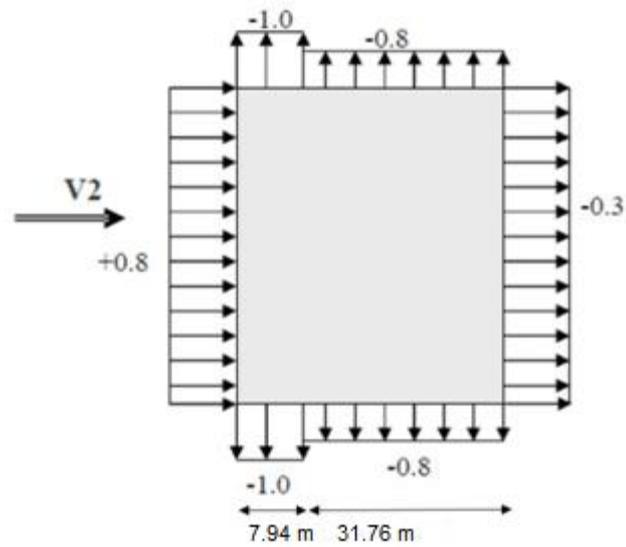


Figure VII. 5. Distribution de la pression extérieure y, y

VII.5. Toiture plate :

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 ci-après. Le coefficient Cpe.10 est donné dans le tableau 5.2 (RNV99).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent

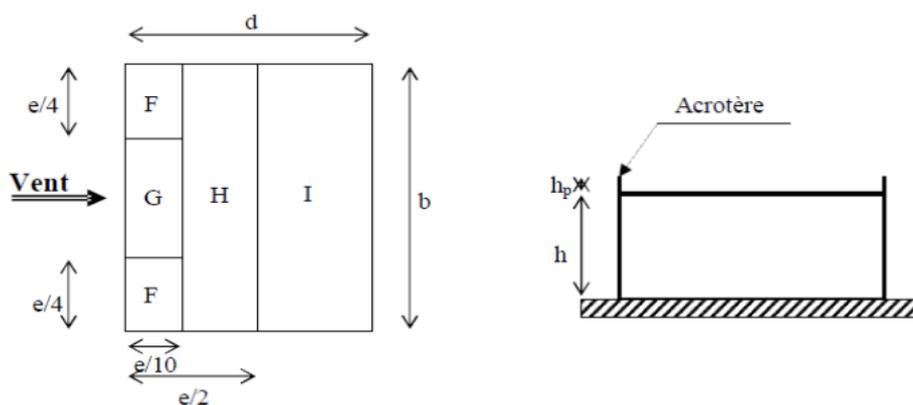


Figure VII. 6. Vue en plans et vue en élévation

		Zone			
		F	G	H	I
		C _{pe}	C _{pe}	C _{pe}	C _{pe}
Avec <i>acrotère</i>	<i>hp/h</i>	-1.6	-0.1	-0.7	±0.2
	<i>hp/h</i>	-1.4	-0.9	-0.7	±0.2
	<i>hp/h</i>	-1.2	-0.8	-0.7	±0.2

Tableau VII. 4. Coefficients de pression extérieure des toitures plates

Dans notre cas $hp/h = 0,6 / 48.96 = 0,012$

VII.6.Détermination du coefficient de pression intérieure *C_{pi}*

Dans le cas des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (art 2.2 RNV 99).

VII.7.Détermination du coefficient de pression du vent *C_p*

Le coefficient de pression *C_p* est calculé à l'aide de la formule suivante :

Alors on a les deux tableaux suivants :

- Pour $C_{pi} = 0.8$:

Zone	C _{pi}	C _{pe}	C _p
AA'	0.8	-1	-1.8
BB'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1

F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

Tableau VII. 5.Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.8$

- Pour $C_{pi} = -0.5$:

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_p
AA'	-0.5	-1	-0.5
BB'	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.6

Tableau VII. 6.Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.5$

VII .8. Détermination de la pression due au vent

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W (z_j): est obtenu à l'aide de la formule suivante (2.2 RNV 99)

$$W(z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Par exemple : $Z = 48.96 \text{ m}$

$$q_{dyn} = 1282.5 \text{ N/m}^2.$$

- Pour $C_{pi} = 0.8$:

Sens x:

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	q_j
AA'	-1.0	-2308.5	0,96	-2216.16
BB'	-0.8	-2052	0,96	-1969.92
D	+0.8	0	0,96	0
E	-0.3	-1410.75	0,96	-1354.32

Tableau VII. 7. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = 0.8$ – Sens x

Sens-y:

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	q_j
AA'	-1.0	-2308.5	0,945	-2118.532
BB'	-0.8	-2052	0,945	-1939.14
C	-0.5	1667.25	0,945	-1575.551
D	+0.8	0	0,945	0
E	-0.3	-1410.75	0,945	-1333.158

Tableau VII. 8. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = 0.8$ – Sens y

Pour $C_{pi} = 0.5$:

Sens x:

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	q_j
AA'	-1.0	-1923.75	0,96	-1846.8
BB'	-0.8	-1667.25	0,96	-1600.56
D	+0.8	384.75	0,96	369.36
E	-0.3	-1026	0,96	-984.96

Tableau VII. 9. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = 0.5$ – Sens x

Sens-y:

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	q_j
AA'	-1.0	-1923.75	0,945	-1817.943
BB'	-0.8	-1667.25	0,945	-1575.55
C	-0.5	0	0,945	0
D	+0.8	384.75	0,945	363.588
E	-0.3	-1026	0,945	-969.57

Tableau VII. 10. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = 0.5$ Sens y

VII.9. Détermination de la force de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I,

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule 2.8 (RNV99):

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j.

$S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j.

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

$A_{fr}(x) \text{ m}^2$	$A_{fr}(y) \text{ m}^2$	C_{fr}	$Q_{dyn} (N / \text{m}^2)$	$F_{fr}(x)$	$F_{fr}(y)$
1943.71	1140.76	0.01	562.5	10933.38	6416.775
			712.5	13848.93	8127.915
			813.75	15816.94	9282.934
			885	17201.83	10095.726
			941.25	18295.17	10737.403
			986.25	19169.83	11250.745
			1031.25	20044.51	11764.087
			1068.75	20773.40	12191.872
			1106.25	21502.29	12619.657
			1128.75	21939.62	12939.62
1943.71	1140.76	0.01	1166.25	22668.51	13304.113
			1192.5	23178.74	13603.563
			1218.75	23688.96	19606.812
			1245	24199.189	14202.46
			1256.25	24417.85	14330.79
			1282.5	24928.08	14630.247

Tableau VII. 11. Récapitulatif résultats de la force de frottement dans le sens X et le sens Y

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport: $\frac{d}{b} \geq 3$, soit le rapport : $\frac{d}{h} \geq 3$ où **b** est la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, **h** la hauteur de la construction, et **d** la dimension de la construction parallèle au vent.

VII.9.1.Sens-x :

b = 23.3m ; d = 39.7 m ; h = 48.96 m.

$$\frac{d}{b} = \frac{39.7}{23.3} = 1.7 < 3 \text{ condition non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{39.7}{48.96} = 0,74 < 3 \text{ condition non vérifiée.}$$

VII.9.2.Sens-y :

b = 39.7 m ; d = 23.3m ; h = 48.96m.

$$\frac{d}{b} = \frac{23.3}{39.7} = 0,586 < 3 \text{ condition non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{23.3}{48.96} = 0,476 < 3 \text{ condition non vérifiée.}$$

VII.10. Détermination de la force résultante

La force résultante R se décompose en deux forces ; horizontale et verticale
(Voir la figure ci-après) :

VII.10.1. Force résultante R

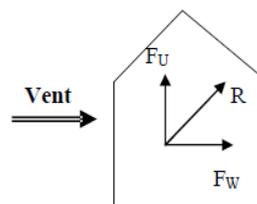


Figure VII. 7. Schéma de force

Résultante R

FW : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

FU: Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \Sigma(qixSi) + \Sigma Ffrj$$

Σ : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

qj : Pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

Sj : Aire de l'élément de surface

$Ffrj$: Forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Zj	Zone	S (x, x)m ²	S (y,y)m ²	Qdyn (N/m ²)	qj(x)	qj(y)	R(x)N	R(y)N
3.06	-1.1	39.40	13.75	562.5	-594	-584.71	-12470,22	- 1622,9875
6.12		39.40	13.75	712.5	-752.4	-740.64	-15795,63	-2055,885
9.18		39.40	13.75	813.75	- 859.32	-845.89	- 18040,268	- 2348,0535
12.2 4		39.40	13.75	885	- 934.56	-919.95	- 19619,834	- 2553,5865
15.3		39.40	13.75	941.25	- 934.56	-978.42	- 18526,494	- -2715,872
18.3 6		39.40	13.75	986.25	- 1041.4 8	- 1025.2 1	- 21864,482	- 2845,8925
21.4 2		39.40	13.75	1031.2 5	-1089	- 1071.9 8	- -22862,09	- -2975,638
24.4 8		39.40	13.75	1068.7 5	- 1128.6	- 1110.9 6	- -23693,44	- -3083,828

27.5 4		39.40	13.75	1106.2 5	- 1168.2	- 1149.9		
						4	-24524,79	-3192,018
30.6		39.40	13.75	1128.7 5	- 1191.9	- 1173.3		
					6	3	25023,604	3193,6675
33.6 6		39.40	13.75	1166.2 5	- 1231.5	- 1212.3		
					6	1	25854,954	3365,1495
36.7 2		39.40	13.75	1192.5	- 1259.2	-1239.6		
					8		26436,892	-3440,937
39.7 8		39.40	13.75	1218.7 5	-1287	- 1266.8		
						9	-27018,84	2187,0745
42.8 4		39.40	13.75	1245	- 1314.7	- 1294.1		
					2	7	27600,779	3592,3775
45.9		39.40	13.75	1256.2 5	- 1326.6	- 1305.8		
						7	-27850,19	3624,9225
48.9 6	-2.4	78.80	27.14	1282. 5	- 2954.8	- 2908.7	- 207916,46	- 64312,142
					8	1	4	4
	-1.9	630.43	217.15	1282.5	- 2339.2	- 2302.7	- 1449824,2	- 485405,40
					8	2	1	1
	-1.5	2136.9	271.44	1282.5	-	- 1817..9	- 3921609,6	- 478831,38

		6			1846.8	4		5		7
--	--	---	--	--	--------	---	--	---	--	---

Tableau VII. 12. Récapitulatif résultats de la résultante R dans le sens X et le sens Y

$$R_{xx} = \sum x_i R = -5916532,83 N = -5916.532 KN$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = -1066972,67 N = -1066.972 KN$$

Remarque :

On remarque que l'effet du vent sur la structure moins que celui du séisme.

Il représente 70% de la force sismique.

$$\text{Le sens X : } \frac{F_{\text{vent}}}{F_{\text{seisme}}} = \frac{5916.532}{13475,61} = 0.43 = 43\%$$

VII.11. Conclusion

Pour les bâtiments en béton armé peu élancés, les actions engendrées par le vent sont

Faibles devant celles du séisme, donc le calcul au contreventement sera uniquement pris en considération du séisme, car il est dominant.

Chapitre VIII
Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Elles constituent un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivant:

1-Réaliser l'encastrement de la structure.

2- Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

3- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- La forme et l'emplacement de la fondation.
- La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble.

VIII.2. Différents types de fondations

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VIII.3. Etude des fondations

VIII.3.1. Charge admissible au sol : (σ_{sol}).

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette Charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton Armé.

($\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$).

VIII.3.2. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Le poids de la structure.
- La capacité portante du sol.

- L'économie dans la réalisation.
- La rapidité et la facilité d'exécution.
- Stabilité totale de L'ouvrage

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **2 bars**, il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.
- Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) : (Le radier général.)

VIII.4.Définition du radier

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée intéressant la totalité de l'emprise au sol d'un bâtiment

VIII.4.1.Les différents type de radier :

On distingue 4 catégories de radier :

- Les radiers Plats
- Les radiers nervures
- Les radiers champignons
- Les radiers voutes

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

1-Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle

Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement Général de la construction.

2- lorsque le sous sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche Pouvant résister aux sous - pressions. Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

VIII.4.2.Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- Les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- L'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment. Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

VIII.4.3. Combinaison d'actio:

- **ELS** : (G + Q) pour le dimensionnement.
- **ELU** : (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- **Accidentelle** : (0.8G ± E) pour la vérification.

VIII.4.4. Étude de sol:

Le bâtiment est à usage d'habitation dans la wilaya : de **ORAN**. Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible : $[\sigma] = 2 \text{ bar}$ pour l'ensemble du site.
- Types de sol : classé dans la catégorie **S3 (sol meuble)**
- Ancrage des fondations : $D = 4 \text{ m}$

→ 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 ($S_{semelle} / S_{Bâtiments} < 50\%$)

VIII.4.5. Vérification des semelles :

a) Surface total du bâtiment :

$$S_{Bâtiments} = L_x \times L_y = 40 \times 23.60 = 944 \text{ m}^2$$

b) La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}}$$

$S_{semelle}$: La surface totale de la semelle

$$\bar{\sigma} = 2 \text{ bar}$$

$$N_{ser} = 1787.39 \text{ KN}$$

Alors : *Semelle* pour un seul poteau :

$$S_{semelle} \geq \frac{1787.39 \times 10^6}{0.2} = 8936950\ 000\ \text{m}^2 = 893.695\ \text{m}^2$$

$$S_{semelle} = 893.69\ \text{m}^2$$

➤ **Vérification :**

$$\frac{S_{semelle}}{S_{Bâtiments}} = \frac{893.69}{944} = 0.94 = 94\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VIII.5.Méthode de calcul

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité : poids total de la structure) ≡ (Réaction de sol)

- Les voiles et les poteaux jouent ainsi le rôle d'appui et la réaction du sol joue le rôle de la charge
- Le calcul des nervures suivant les deux directions principales (X-X, Y-Y)
- Le calcul de la dalle, considère comme un panneau semi-encastre

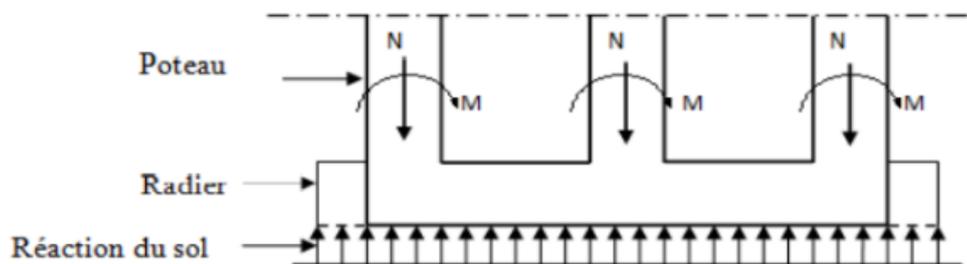


Figure VIII. 1.Schéma du Radier

VIII.6. Pré dimensionnement du radier

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

VIII.6.1. Condition forfaitaire :

$$\text{VIII.6.1.a. La dalle : } h \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec : $L_{max} = 5.40$ m (La longueur maximale entre nus des poteaux).

$$\text{Soit : } h \geq \frac{5.40}{20} = 0.27\text{m} = 27\text{cm}$$

VIII.6.2. Condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm

$$(h_{min} \geq 25\text{cm}) \longrightarrow (h_{min} = 27\text{cm} \geq 25\text{cm}) \dots \dots \dots (cv)$$

VIII.6.3. La nervure :**VIII.6.3.1. Condition de coffrage (hauteur de la nervure) :**

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm}$$

VIII.6.3.2. Condition de la rigidité :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante: $e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$

L_{max} : Plus grande distance entre deux files parallèles des poteaux

$$\text{Le : longueur élastique } Le = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} E : \text{ module d'élasticité du béton } E = 3216420 \text{ t/m}^2 \\ I : \text{ inertie d'une bande d'1 m de radier. } I = \frac{b \times h^3}{12} \\ K : \text{ Coefficient de raideur du sol } (5\text{MPa} \leq K \leq 120\text{MPa}) \\ \quad \text{Nous optons pour} \\ K = 4000\text{t/m pour un sol de densité moyenne} \\ b : \text{ largeur du radier (bande de 1m).} \end{cases}$$

$$L_{max} = 5.40 \text{ m}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.4^4}{3216420 \times \pi^4}} = 0.80 \longrightarrow h \geq 0.80 \text{ m} = 80 \text{ cm}$$

Donc : On prend $h=80$ cm

$$I \geq \sqrt[3]{\frac{0.8 \times 1^3}{12}} \longrightarrow I = 0.87 \text{ m}^4$$

$$\text{Soit : } Le \geq \frac{2L_{max}}{\pi} = \frac{2 \times 540}{\pi} = 3.43$$

$$\text{Avec : } Le = Le = \sqrt[4]{\frac{43216420 \times 0.87}{4000 \times 1}} = 9.84$$

Donc $Le = 9.81 \text{ m} \geq 3.43 \text{ m}$ CV

Nous concluons les résultats suivants pour les dimensions de radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nervure: } h = 90 \text{ cm} \\ \text{Largeur de la nervure: } b = 60 \text{ cm} \\ \text{Dalle: } h = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VIII.6.4. Calcul de la surface totale du radier

La surface de radier est supérieure à la surface du bâtiment. On ajoute un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (Lx + Ly)$$

S' : la surface finale du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

Lx : largeur en plan (39.70 m)

Ly : Longueur en plan (23.30 m)

VIII.6.4.1. Calcul de débordement D :

$$D \geq \max\left(\frac{hr}{b}, 30 \text{ cm}\right), \text{ Avec } hr = 30 \text{ cm} \quad D \geq \max(15 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) \quad D = 50 \text{ cm}$$

On prend : $D = 0.50 \text{ m}$.

$$\text{Alors : } S' = 944 + 0.40 \times 2 \times (63) = 1007.6 \text{ m}^2$$

Poids du radier :

$$G = (975.41 \times 0.30 \times 25) = 7557 \text{ KN}$$

Combinaison d'action :

$$N_u = 251091,85 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 185993,96 \text{ KN}$$

- **ELU** : $N_u = N_{ultime} + 1.35(G) = 251091,85 + 1.35 (7557) = 261293.8 \text{ KN}$
- **ELS** : $N_{ser} = N_{service} + G = 185993,96 + 7557 = 193550.96 \text{ KN}$

VIII.6.5. Vérifications diverses:

VIII.6.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

BAEL 91(Article 5.1) :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_d}; 4 \text{MPa} \right)$$

Avec $b=100 \text{ cm}$, $d=0.9h=27 \text{ cm}$

$$T_{umax} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{s_{radir}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_{umax} = \frac{261293.8 \cdot 1}{1007.6} \times \frac{5.4}{2} = 700.17 \text{ KN}$$

$$\text{Soit : } \tau = \frac{700.17 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2.59 \leq \min \{3 \text{MPa}; 4 \text{MPa}\}$$

$$\tau = 2.67 \text{MPa} \leq 3 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VIII.6.5.2. Vérification au poinçonnement :

VIII.6.5.2.1. vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante (BAEL 91 Article A.5.2.42):

$$N_u \leq 0.045 \mu c \cdot h r \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_d}$$

Expression dans laquelle on désigne par :

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante

$$N_u = 4854.59 + 10\% (4854.59) = \mathbf{5340.049 \text{ KN}}$$

- h : l'épaisseur totale de la dalle,
- μ : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

Soit :

$$\mu = 2 (a + b + 2 hr) = 2 (0.70 + 0.85 + 2 \times 0.30) = 2.39 \text{ m}$$

$$Nu = 5340.049 \leq 0.045 \times 2390 \times 300 \times 25/1.5 = 19359000 \text{ N} = 19359 \text{ KN}$$

$$Nu = 5340.049 \text{ KN} \leq 7875 \text{ KN} \dots\dots\dots (c. v)$$

VIII.6.5.3. Vérification de la stabilité du radier:

VIII.6.5.4. Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'effort de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Expression dans laquelle on désigne par :

W: poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h: Profondeur de l'infrastructure ($h = 4 \text{ m}$).

S: surface de radier ($S = 1007.6 \text{ m}^2$).

$$170245,79 \geq 1.5 \cdot 10 \cdot 4 \cdot 1007.6 = 60456$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

VIII.6.5.5. Vérification de la stabilité du radier sous ($0.8G \pm E$) :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale

	Sens (X - X)	Sens (Y - Y)
Ntotal (KN)	15074,00	261,23
M(KN. m)	20986,89	258,51

e(m)	1.39	0.98
$\frac{L}{4}$ (m)	9.925	5.825
Condition	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>

Tableau VIII. 1. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E)

Pas de risque de soulèvement de la structure.

VIII.6.5.6. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma m \leq \bar{\sigma} SOL$$

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \sigma m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

	Sens (X – X)	Sens (Y – Y)
Ntotal (KN)	15074,00	261,23
M(KN.m)	20986,89	258,51
σ₁	25.41	0.69
σ₂	5.5	0.45
σm	20.43	0.63
σSOL	270	270
Condition	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>

Tableau VIII. 2. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E).

VIII.6.5.7.Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\alpha = l_x/L_y$.

VIII.6.5.7.1.Méthode de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot qu \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

μ_x ; μ_y : Sont des coefficients en fonction de $\alpha = (l_x / l_y)$

(Prend $\nu=0.2$ à l'ELS, $\nu=0$ à l'ELU)

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.

	<i>Le panneau de rive</i>	<i>Le panneau intermédiaire</i>
<i>En travée</i>	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75M_y$
<i>Sur appui</i>	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Tableau VIII. 3 Les moments en travée et les moments sur appuis

Proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

1-Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$qu = (1.35G + 1.5Q) / S_{radier}$ $qu = 251091,85 / 1007.6$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{radier}$ $q_{ser} = 185993,96 / 1007.6$

$qu = 249.19 \text{ KN/m}^2$	$qser = 184.59 \text{ KN/m}^2$
------------------------------	--------------------------------

Tableau VIII. 4. Combinaison de charge

VIII.6.5.7.2.Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau de rive : $(5.4 \times 5.4) \text{ m}^2$.

L'ELU: $v = 0$; $qELU = 267.54 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$; $\alpha = 5.4 / 5.4 = 1 > 0.4$

Alors le panneau travaille dans les deux sens. A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1.000$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times qu \times lx^2 \quad M_x = 0.0368 \times 249.19 \times (5.4)^2 = 267.4 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 1.000 \times 249.19 = 249.19 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$M_{tx} = 0.85 \times 267.4 = 227.29 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 249.19 = 227.40 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 267.4 = 80.22 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 249.19 = 74.76 \text{ KN.m/ml.}$$

VIII.6.5.7.3.Calcul des armatures :

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

$$\mu \leq \mu_L = 0.392$$

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

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha)$$

$$A = \frac{MU}{\sigma_s * \beta * d}$$

Avec $b = 100 \text{ cm}$, $\sigma_b = 17 \text{ MPA}$

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{30}{10} = 30 \text{ mm}$$

$$dx = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 30 - 3 - \frac{3}{2} = 25.5 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{\emptyset}{2} - \frac{\emptyset}{2} = 25.5 - \frac{3}{2} - \frac{3}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

VIII.6.5.7.4. Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2) :

$$A_{min} \geq 0.23.b.d.ft28/fe$$

Sens X :

$$A_{min} \geq 0.23.b.d.ft28/fe$$

$$A_{min} \leq 0.23 \times 100 \times 25.5 \times \frac{2.4}{400} = 14.07 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{min} \geq 0.23.b.d.ft28/fe$$

$$A_{min} \leq 0.23 \times 100 \times 22.5 \times \frac{2.4}{400} = 12.42 \text{ cm}^2$$

VIII.6.5.7.5. Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{min 2} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min 2} \geq 0.001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}$$

	<i>Sens X – X</i>		<i>Sens Y – Y</i>	
	<i>Sur appui</i>	<i>En travée</i>	<i>Sur appui</i>	<i>En travée</i>
Mu (N × m)	80.22	227.29	74.76	227.40
μ	0.024	0.068	0.022	0.068
μ < μ _l	C.V	C.V	C.V	C.V
As' (cm ²)	0	0	0	0
α	0.089	0.116	0.082	0.108
β	0.964	0.953	0.994	0.967
σ _s (Mpa)	348	348	348	348
A _s (cm ² /ml)	2.56	18.39	2.38	17.08

$A_s \text{ min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	14.07	14.07	12.42	12.42
Choix des barres/ml	7HA16	6HA20	7HA16	6HA20
Ascorres (cm^2/ml)	14.07	18.85	14.07	18.85
Espacement (cm)	14	16	14	16

Tableau VIII.5.Ferraillage de radier à l'ELU

$$L'ELS: \nu = 0.2 ; q_{ELS} = 198.18 \frac{KN}{m^2}; \alpha = 5.4 / 5.4 = 1 > 0.4$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art .4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens. A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0442$$

$$\mu_y = 1.000$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times qS \times lx^2 \quad M_x = 0.0442 \times 184.59 \times (5.4)^2 = 237.91 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 1.000 \times 184.59 = 184.59 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$M_{tx} = 0.85 \times 237.91 = 217.10 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 184.59 = 156.9 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 237.91 = 71.37 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 184.59 = 55.37 \text{ KN.m/ml.}$$

VIII.6.5.7.6.Calcul des armatures :

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

$$\mu \leq \mu_L = 0.392$$

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

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha)$$

$$A = \frac{MU}{\sigma_s \beta d}$$

Avec $b = 100 \text{ cm}$, $\sigma_b = 17 \text{ Mpa}$

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{30}{10} = 30 \text{ mm}$$

$$dx = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 30 - 3 - \frac{3}{2} = 25.5 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{\emptyset}{2} - \frac{\emptyset}{2} = 25.5 - \frac{3}{2} - \frac{3}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

VIII.6.5.7.7. Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2) :

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

Sens X :

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} \leq 0.23 \times 100 \times 25.5 \times \frac{2.4}{400} = 14.07 \text{ cm}^2$$

Sens-Y:

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} \leq 0.23 \times 100 \times 22.5 \times \frac{2.4}{400} = 12.42 \text{ cm}^2$$

VIII.6.5.7.8. Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{min 2} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min 2} \geq 0.001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}$$

	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (N × m)	76.62	217.10	59.45	168.45
μ	0.058	0.165	0.045	0.128
μ < μ _l	C.V	C.V	C.V	C.V

As' (cm ²)	0	0	0	0
α	0.074	0.226	0.057	0.171
β	0.970	0.909	0.977	0.948
σ_s (Mpa)	201.63	201.63	201.63	201.63
A _s (cm ² /ml)	3.91	11.10	3.03	8.61
A _s min (cm ² /ml)	14.07	14.07	12.42	12.42
Choix des barres /ml	7HA16	7HA16	7HA16	7HA16
Ascorres (cm ² /ml)	14.07	14.07	14.07	14.07
Espacement (cm)	14	14	14	14

Tableau VIII. 6. Ferrailage de radier à l'ELU

Espacement = 100/7 = 14.28cm donc on prend 14cm

VIII.6.5.7.9. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots (A. 5.1,1) \text{ p51}$$

$$T_u = \frac{P_u \cdot l_x \cdot l_y}{2L_y + l_x} = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{2L_y + l_x} = 481.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{481.57 \times 10^3}{b_0 \times d} = 1.78 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right) = \min \left(0.15 \frac{30}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right) = 3\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 1.78\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3\text{MPa}$$

=> La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

VIII.6.5.8. Etude de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0.50$ m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linéaire.

$$h = 0.30\text{m} ; b=1\text{m}$$

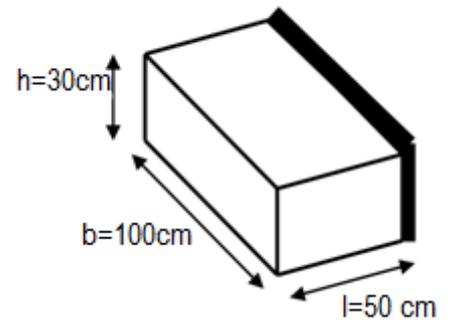
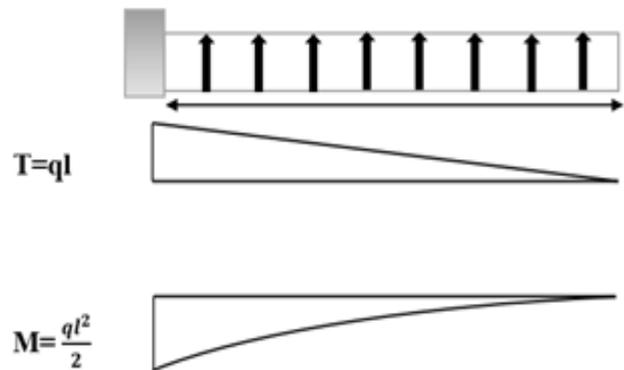


Figure VIII. 2. Ferrailage de radier à l'ELU

VIII.6.5.8.1. Présentation schématique :



➤ L'ELU :

$$M_{max} = qu \cdot \frac{l^2}{2} = 267.54 \cdot \frac{0.5^2}{2} = 33.44 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{30}{10} = 3\text{cm}$$

$$C \geq 3 + \frac{3}{2} = 4.5\text{cm}$$

Figure VIII.3. Schéma isostatique et sollicitations de les débords

Donc on adopte : $C = 4.5\text{cm} \Rightarrow d = h - c = 30 - 4.5 = 25.5 \text{ cm}$.

➤ L'E LS : (fissuration préjudiciable)

$$M_{max} = q_{ser} \times \frac{l^2}{2} = 198.18 \times \frac{0.5^2}{2} = 24.77 \text{ KN.m}$$

$$A_{max}^{BAEL} = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 30 \times 100 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 100 \times \frac{2.4}{400} = 4.14 \text{ cm}^2$$

	$M_{\max}(N)$	α	β	$AS(\text{cm}^2)$	$ABAEL(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$AA_{\text{dop}}(\text{cm}^2)$
ELU	33.44	0.038	0.984	0.038	7.5	4.14	7HA12=7.92
ELS	24.77	0.027	0.988	0.028	7.5	4.14	7HA12=7.92

Tableau VIII. 7. Récapitulatif résultats d'armature a E.L.U et E.L.S

Espacement=14 cm

VIII.6.5.8.2. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Donc on choisit } A = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$= 4\text{HA}10 \text{ avec un espacement } 12 \text{ cm}$$

VIII.6.5.8.3. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91(Article 5.1) :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{133.77}{1000.270} = 0.495 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$, $d=0.9h=27\text{cm} \Rightarrow d=27 \text{ cm}$

$$V_u = q_u \times L_x = 267.54 \times 0.5 = 133.77 \text{ KN}$$

Remarque :

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VIII.6.5.9. Etude de la nervure

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures. Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **Charge triangulaire :**

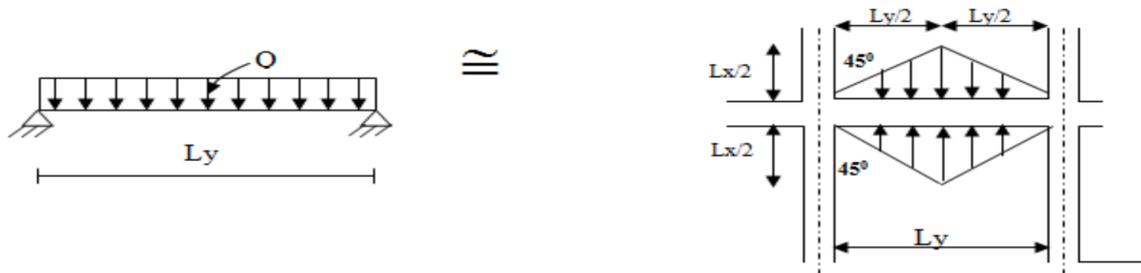


Figure VIII. 4. Répartition des charges triangulaires sur les nervures.

$$P = \frac{q_u \cdot L_y}{4}$$

Avec Q' charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

➤ **Charge trapézoïdale :**

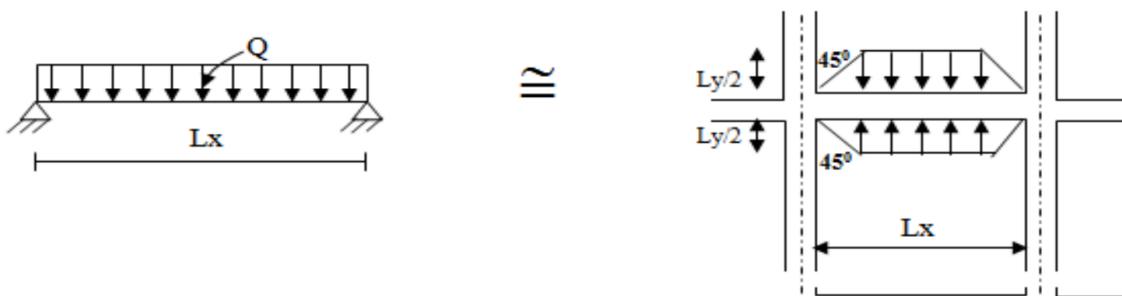


Figure VIII. 5: Répartition des charges trapézoïdale sur les nervures

$$P = \frac{q_u \cdot l_y}{4} = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \frac{q_u \cdot l_x}{2}$$

Avec P : charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$\triangleright \begin{cases} q_u = 249.19 \text{ kN.m}^2 \\ q_{\text{ser}} = 184.59 \text{ kN.m}^2 \end{cases}$$

VIII.6.5.10. Calcul des sollicitations :

\triangleright Sens (x-x)

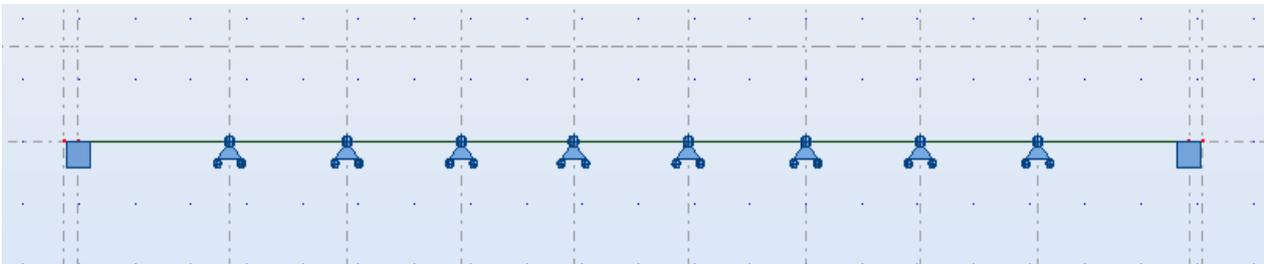


Figure VIII. 6.Schéma statique de la nervure sens (x-x).

$P(KN/m)$	5.40	4.20	4.10	4	4.10	4.20	4.10	4.20	5.4
ELU	713.18	561.83	548.45	535.08	548.45	561.83	548.45	561.83	713.18
ELS	528.29	416.17	406.26	396.36	406.26	416.17	406.26	416.17	528.29

Tableau VIII. 8.Sollicitation sur les nervures sens (x-x).

\triangleright Sens (y-y) :

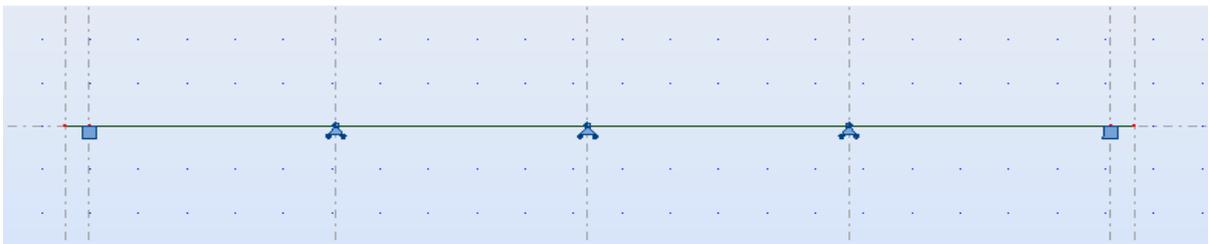


Figure VIII.6.Schéma statique de la nervure sens (Y-Y).

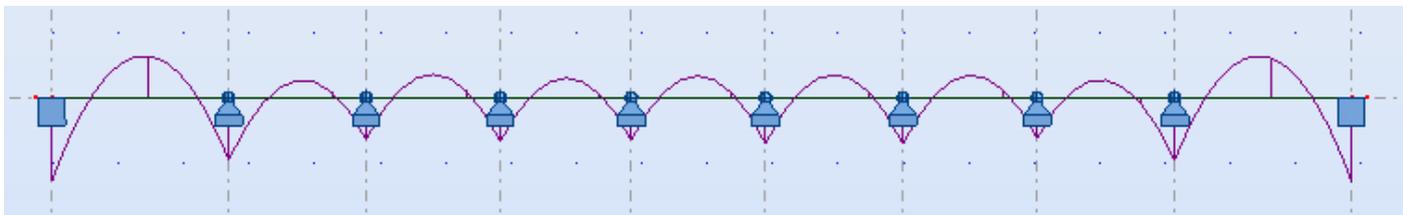
$P(KN/m)$	5.10	5.20	5.40	5.4
ELU	635.43	625.60	672.81	672.81
ELS	470.7	515.26	498.39	498.39

Tableau VIII. 9 Schéma statique de la nervure sens (Y-Y).

VIII.6.5.11. Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT 2014.

➤ A L'ELU:



.Diagramme VIII .1. des moments fléchissant(x-x).

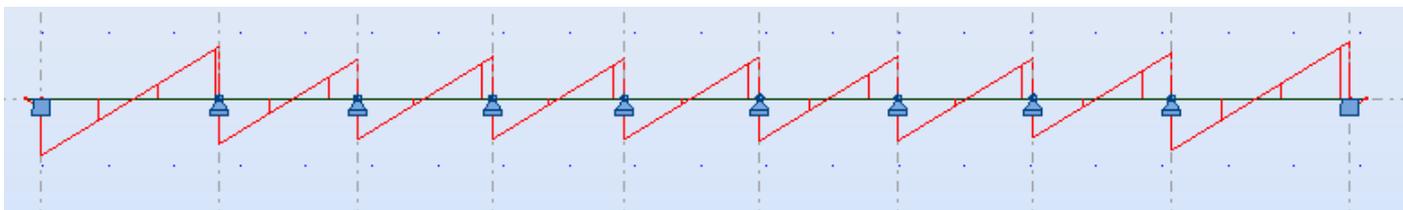


Diagramme VIII .2. des efforts tranchant(x-x).

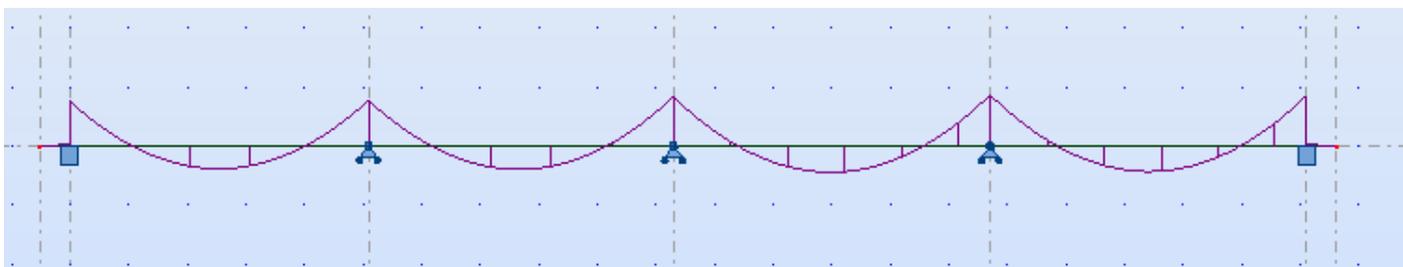


Diagramme VIII .3. des moments fléchissant (y-y).

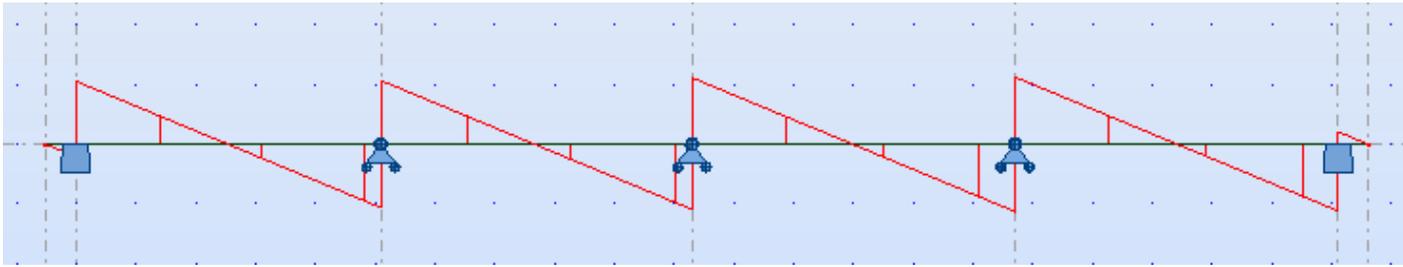


Diagramme VIII .4. des efforts tranchant (y-y).

➤ **ELS:**

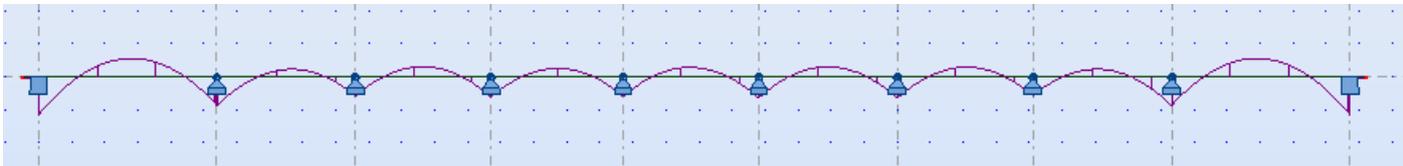


Diagramme VIII .5. des moments fléchissant(x-x).

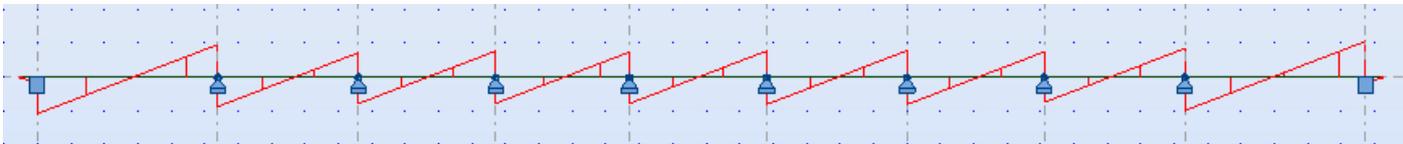


Diagramme VIII .6. des efforts tranchant(x-x).

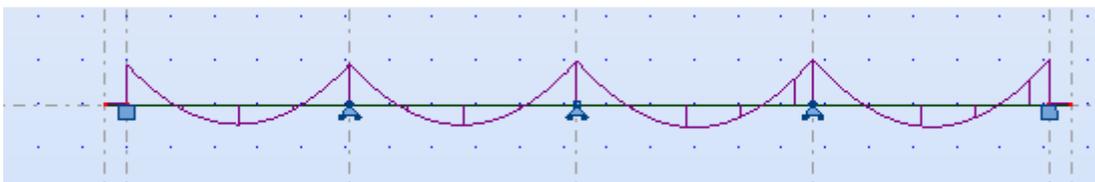


Diagramme VIII .7. des moments fléchissant (y-y).

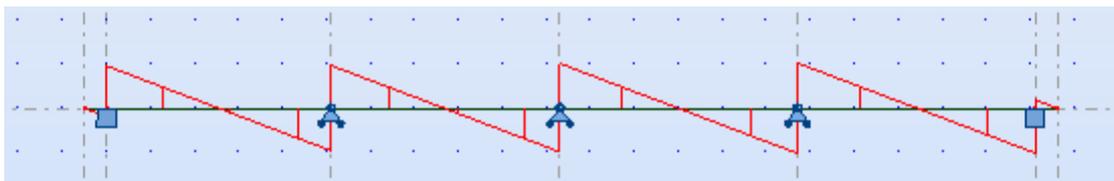


Diagramme VIII .8. des efforts tranchant (y-y).

VIII.6.5.12. Calcul du ferrailage :

- **L'enrobage :**

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{60}{10} = 6\text{cm} \dots \dots \dots (\text{BAEL91.A.7.2.1})$$

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2} = 6\text{cm}$$

Donc on adopte : $C = 4.5\text{cm} \Rightarrow d = h - c = 60 - 4.5 = 55.5\text{ cm} ; b = 50\text{cm}$

VIII.6.5.13. Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{b \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})/\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 17\text{Mpa} \\ \sigma_b = 18\text{Mpa} \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} \sigma_s = 348\text{Mpa} \\ \sigma_s = 201.63\text{Mpa} \end{array} \right\}$$

VIII.6.5.14 .Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2)

$$A_{\min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{2.4}{400} = 37.26\text{cm}^2$$

VIII.6.5.15. Le pourcentage minimal d'armature : BAEL91 (Article B.6.4)

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times 80 \times 60 = 4.8\text{ cm}^2$$

VIII.6.5.16. Section minimale de RPA 2003:

$$A_{\text{RPA}} = 0.5\% \times h \times b = 24\text{ cm}^2$$

ELU :

	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (N ×m)	1861.46	936.06	1835.46	1116.45
μ	0.241	0.121	0.237	0.145
μ < μ _l	CV	CV	CV	CV
β	0.859	0.935	0.862	0.921

$\sigma_s (Mpa)$	348	348	348	348
$A_s (cm^2/ml)$	71.51	33.06	70.28	40.02
Choix des barres /ml	15HA25	5HA20+10HA16	15HA25	5HA25+10HA16
Ascorres (cm2 /ml)	73.63	35.82	73.63	44.65
Espacement (cm)	9.5	10	9.5	9

Tableau VIII. 10 Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELU

- Sens X-X
- ✓ En appui

$$M_a = 1861.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_s}{b.d^2.\sigma_b} = 0.307$$

$$A_s = \frac{M_s}{b.d.\sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})/\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.47$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.43)) = 0.812$$

$$A_{u1} = \frac{Mu}{\sigma_s \beta d} = \frac{1861.46 \cdot 10^3}{348 \cdot 62.52} = 85.55 \text{ cm}^2$$

- ✓ En travée

$$M_t = 936.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_s}{b.d^2.\sigma_b} = 0.154$$

$$A_s = \frac{M_s}{b.d.\sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})/\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.042$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.43)) = 0.916$$

$$Au_1 = \frac{Mu}{\sigma_s \beta d} = \frac{936.06 \cdot 10^3}{348 \cdot 70.5} = 38.15 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y

✓ En appui

$$M = 1835.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = 0.303$$

$$A_s = \frac{M_s}{b \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})/\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.465$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.256)) = 0.813$$

$$Au_1 = \frac{Mu}{\sigma_s \beta d} = \frac{1835.46 \cdot 10^3}{348 \cdot 47} = 84.17 \text{ cm}^2$$

✓ En travée

$$M_t = 1116.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = 0.184$$

$$A_s = \frac{M_s}{b \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})/\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.256$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.256)) = 0.897$$

$$Au_1 = \frac{Mu}{\sigma_s \beta d} = \frac{1116.45 \cdot 10^3}{348 \cdot 47} = 46.45 \text{ cm}^2$$

ELS:

	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (N × m)	1402.03	705.03	1380.72	837.58

μ	0.251	0.091	0.178	0.143
$\mu < \mu_l$	CV	CV	CV	CV
α	0.251	0.119	0.246	0.143
β	0.899	0.952	0.901	0.942
$\sigma_s (Mpa)$	348	348	348	348
$A_s (cm^2 / ml)$	51.49	24.45	50.60	29.35
<i>Choix des barres</i> <i>/ml</i>	11HA25	8HA20	11HA25	6HA25
<i>Ascorres (cm2</i> <i>/ml)</i>	54	25.13	54	29.45
<i>Espacement (cm)</i>	9.5	10	9.5	9

Tableau VIII. 11. Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELS

VIII.6.5.17. Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (Article A.5.1)

$$V_u^{max} = 1976.89KN$$

$\bar{\tau}_u = 2.5$ Mappedur la fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1976.89 \times 10^3}{600 \times 770} = 4.27 Mpa > \bar{\tau}_u = 2.5 Mpa$$

Selon BAEL le calcul des armatures transversales est nécessaire

VIII.6.5.18. Armatures minimales :

➤ Armatures transversales minimales :

$$\phi \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right) \Rightarrow \text{On prend } \phi = 2$$

➤ Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b \Rightarrow A_t = 0.003 \cdot 20 \cdot 60 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 5HA10 = 3.92 \text{ cm}^2$

➤ Espacement des armatures transversales :

En zone nodale : $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$

En zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 30\text{cm}$

VIII.6.5.19.Schémas de ferrailage :

➤ Radier :

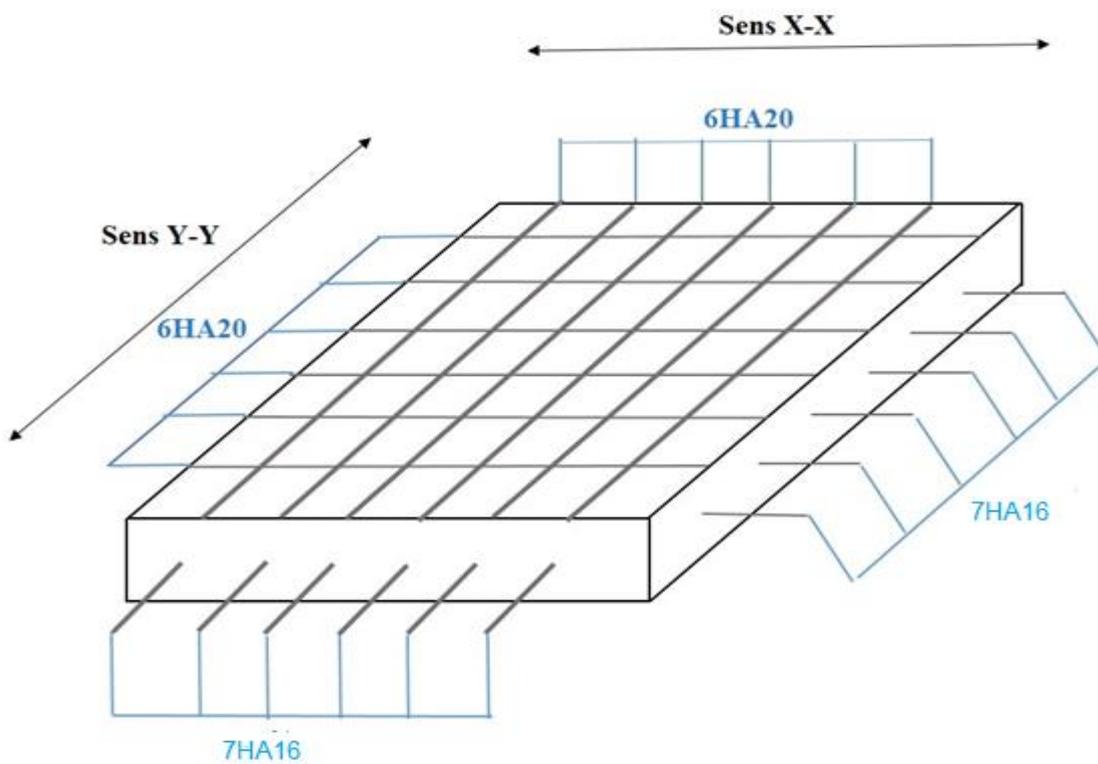


Figure
VIII.

7.Ferrailage de radier

Nervure :

➤ Sens X-X

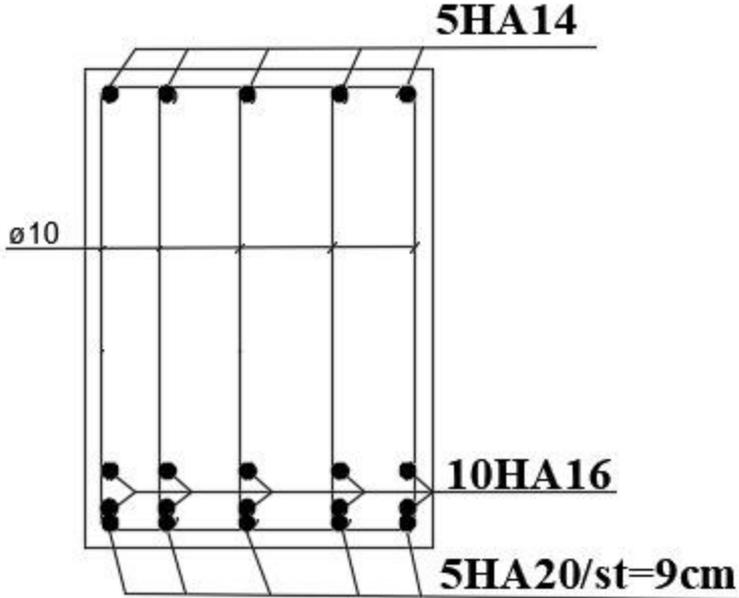


Figure VIII. 8. En Travée

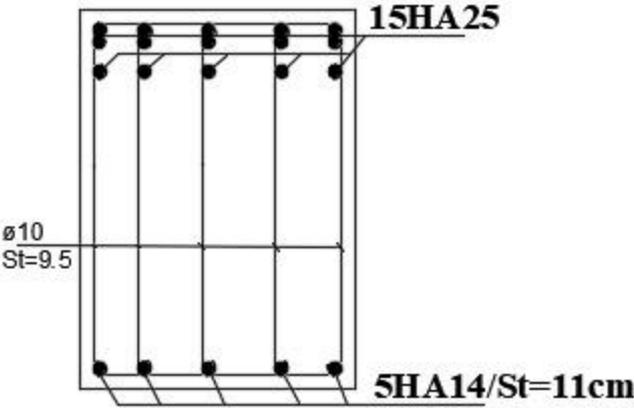


Figure VIII.9. Sur appui

Sens Y-Y

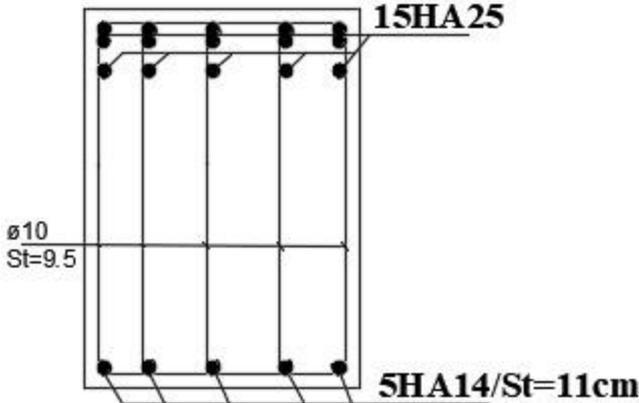


Figure VIII.9. Sur appui

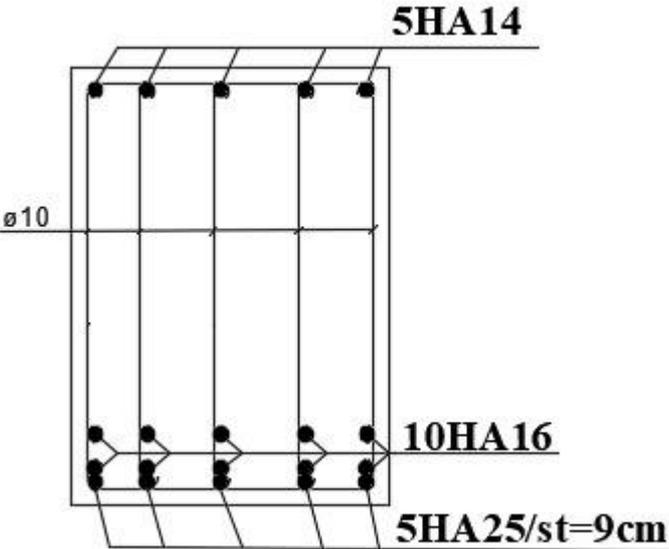


Figure VIII. 10. En Travée

Conclusion Générale

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation afin d'analyser et d'étudier un projet de bâtiment réel. Durant ce projet, nous avons pu faire l'analyse d'une structure existante et proposer une variante. La quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces dernières donne des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet. Suite à l'étude de ce projet, nous avons constaté combien qu'il est important qu'il y ait une concertation et une collaboration entre l'architecte et l'ingénieur dès le début du projet pour éviter une mauvaise conception. Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus.

Bibliographie

Référence :

✚ Les règlements :

- RPA99/Version2003 : Règlement Parasismique Algérien.
- BAEL 91 révisées 99 : Béton Armé aux États Limites.
- C.B.A93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- D.T.R.B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).
- DTR-BC 2.3.3.1 : Calculs Des Fondations Superficiel
- Règles neige et vent. (RNV99)

✚ Mémoires :

- AL-NADHARI Abderrahmane, *UniversitéMohamedkhider* – Biskra
- MémoireSaraKrid, Université Mohamed khider – Biskra
- Mémoire ABSI ABDE ALAZIZ, *UniversitéMohamedkhider* – Biskra
- Mémoire BENHABIRECHE OKACHA , *UniversitéMohamedkhider* – Biskra