République Algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière
Filière Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme de Master
En Génie Civil
Option : Construction et Materiaux

THEME

Etude d`une bibliotheque(R+10) plus d'une salle de conférence

Dirigé par :

- Mr. **BOUKSANI OMAR**

Etudié par :

Mr. **HAMANE HAMZA**

Mr. **MEROUANI AHCENE**

Promotion 2011-2012

Remerciements

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

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur Mr BOUKASSANI OMAR pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

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

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribués à notre formation .

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

DEDICASE

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie .*
- *Mes frères et mes sœurs et à toute la famille HAMANE*
- *La famille ZEROUALLE,SEBTI*
- *Mes amis sans exception .*
- *Toute la promotion 2012 .*



DEDICASE

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde mes chers parents, pour leur amour et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que Dieu me les garde.

A mes chers frères et mes chères sœurs.

A tous mes amis.

A me oncle.

A tous mes amis de la promotion de génie civil 2012.

Et tos ceux que je naï pas cite….une pense vau mille mot.

MEROUANI AHCENE

ملخص

يهدف المشروع أساسا لدراسة مكتبة غير منتظمة القياسات (طابق أرضي+10 طوابق) زائد قاعة محاضرات الواقعة في العفرون ولاية البليدة. قياس و تسليح العناصر المقاومة للبنية صمم طبقا للمعايير المعمول بها في الجزائر.
قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاثة أبعاد بواسطة 2000 SAP. تم تصميم أرضية طوابق العمـــارة بأرضـــية غيـــر مشوهة القياسات.
تقوية البنية بواسطة جدران خرسانية مسلحة كان ضروريا بما أن النقل الجانبي لما بين الطوابق فاق القيم المقبولة.
تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة EXPART BA2010, ة. أما الجدران الخرسانية المسلحة و العناصر الثانوية تم يدويا.

RESUME

Le présent mémoire, porte sur l'étude d`un bibliotheque(R+10)plus salle de conférence de forme irrégulière en plan (RDC+10) situé à AFFROUNE (BLIDA). Le pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été fait conformément au ***BAEL91 Modifié 99*** et ***RPA99 version2003***.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ***SAP 2000***. Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan).

Le renforcement de la structure par le rajout de voiles de contreventement, a été nécessaire vu que les déplacements latéraux inter-étages de la structure pré dimensionnée dépassent les valeurs admissibles.

Le ferraillage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferraillage ***EXPART BA2010***, alors que celui des voiles et des éléments secondaires a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier général

AB STRACT

The present project deals with the study of a building located in BLIDA, an area of seismicity (III) according to the Algerian seismic standards (***RPA99version 2003***). The structure presents irregularity in plan.

The three-dimensional seismic analysis was conducted by industrial software called ***SAP 2000***. A diaphragm constraint was assigned to each floor. The lateral dynamic displacements and the resultant base shear force given by the model were compared to those required by the standards.

Reinforced concrete walls were added to the structural systems to satisfy building codes. The shell element internal forces and stresses were evaluated under several different loading combinations.

TABLE DE MATIERE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE 28

I.1. INTRODUCTION: 1

I.2. PRESENTATION DU BATIMENT: 1

I.3. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES: 1

I.4. STRUCTURE PORTEUSE: 4

I.4.1. OSSATURE DE L'OUVRAGE: 4
I.4.2. PLANCHERS: 4
I.4.3. ESCALIER ET ASCENSEUR: 4
I.4.4. TERRASSE: 4
I.4.5. MAÇONNERIE: 4
I.4.6. REVETEMENT: 5

I.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX : 5

I.5.1. BÉTON : 5
I.5.1.1. Composition du béton : 5
I.5.1.2. Résistance du béton: [1] 5

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT 8

II.1. INTRODUCTION: 8

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES DALLES: 8

II.2.1. PLANCHER EN CORPS CREUX: 8
II.2.1.1. Condition de déformation: 8
II.2.2. PLANCHER EN DALLE PLEINE: 9
II.2.2.1. Résistance au feu: 9
II.2.2.2. Isolation phonique: 9
II.2.2.3. Résistance à la flexion: 9
II.2.2.4. Condition de la flèche: 10
II.2.3. CONCLUSION: 11

II.3. EVALUATION DES CHARGES [DTR 2- 2.6]: 11

II.3.1. MAÇONNERIE: 11
II.3.2. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE: 12
II.3.2.1. Charges permanentes (corps creux): 12
II.3.2.2. Surcharges d'exploitation: 13
II.3.3. PLANCHER COURANT : 13
II.3.3.1. Charges permanentes (corps creux): 13
II.3.3.2. Surcharges d'exploitation: 13
II.3.4. DALLE PLEINE: 14

II.3.4.1. Charges permanentes: 14
II.3.4.2. Charge d'exploitation: Q =5 KN/m2 14
II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES: 14
II.4.1. INTRODUCTION: 14
II.4.2. POUTRE PRINCIPALE (PORTEUSE): 16
II.4.2.1. blocs (A, B) : 16
II.4.2.2. la salle de conférence: 18
II.4.3. POUTRE SECONDAIRE (NON PORTEUSE): 22
II.4.3.1. Blocs (A, B) 22
II.4.3.2. La Salle de conférence: 23
II.5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX: 24
II.5.1. INTRODUCTION: 24
II.5.2. PRINCIPES: 25
II.5.3. ETAPES DE PRE DIMENSIONNEMENT (CALCUL) : 25
II.5.4. DESCENTE DES CHARGES: 27
II.5.5. LOI DE DIGRESSION: 27
II.5.6. CALCUL DE LA SECTION: 28
II.5.7. CHOIX FINAL DES SECTIONS DES POTEAUX: 34
II.6. LES VOILES: 35
II.6.1. INTRODUCTION: 35
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES 8
III.1. L'ACROTERE: 37
III.1.1. DEFINITION: 37
III.1.2. CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT L'ACROTERE: 37
III.1.2.1. Charge permanente: 37
III.1.2.2. Charge d'exploitation: 38
III.1.3. CALCUL DES EFFORTS: 38
III.1.4. FERRAILLAGE DE LA SECTION DE L'ACROTERE: 38
III.1.5. VERIFICATION A L'ELS: 39
III.1.6. VERIFICATION AU CISAILLEMENT: 41
III.2. ESCALIER: 42
III.2.1. INTRODUCTION: 42
III.2.2. DEFINITION DES ELEMENTS D'UN ESCALIER: 42
III.2.3. DIMENSIONNEMENT: 43
III.2.4. EVALUATION DES CHARGES: 45
III.2.4.1. Charges permanentes du palier: 45
III.2.4.2. Charge d'exploitation: Q2=2,50KN/m² 45
III.2.4.3. Charges permanentes du paillasse: 45
III.2.4.4. Charge d'exploitation: 45
III.2.5. COMBINAISON DES CHARGES: 46

III.2.6. FERRAILLAGE DES ESCALIERS: 47
III.2.6.1. LES ARMATURES PRINCIPALES: 48
III.2.6.2. Vérification à l'E.L.S: 49
III.2.6.3. Vérification de la flèche: 50
III.2.7. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE: 50
III.2.7.1. Charges et surcharges: 51
III.2.8. CALCUL DU FERRAILLAGE: 52
III.2.8.1. ARMATURES LONGITUDINALES: 52
III.2.9. VÉRIFICATION À L'E.L.S: 55
III.2.10. PLAN DE FERRAILLAGE D'ESCALIER 56
III.3. ETUDE DES PLANCHERS: 56
III.3.1. INTRODUCTION: 56
III.3.2. PLANCHERS A CORPS CREUX: 56
III.3.3. CALCUL DES POUTRELLES: 57
III.3.4. CALCUL DES POUTRELLES DE BLOC (A): 59
III.3.4.1. CHARGES PERMANENTES: 59
III.3.4.2. CHARGES D'EXPLOITATION: 59
III.3.4.3. Calcul des étaiement: 60
III.3.4.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES: 62
III.3.4.5. COMBINAISON DES CHARGES: 62
III.3.4.6. CALCUL DES EFFORTS INTERNES : 62
III.3.5. CALCUL DES POUTRELLES SALLE DE CONFERENCE: 64
III.3.5.1. Evaluation des charges et surcharges: 64
III.3.5.2. Charge permanente: 64
III.3.5.3. Calcul des étaiements: 65
III.3.5.4. Evaluation des charges et surcharges: 68
III.3.5.5. Calcul des efforts internes: 69
III.3.6. CALCUL DES POUTRELLES DE BLOC (B): 71
III.3.6.1. Evaluation des charges et surcharges: 71
III.3.6.2. Calcul des étaiement 72
III.3.7. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES: 74
III.3.8. COMBINAISON DES CHARGES: 74
III.3.9. CALCUL DES EFFORTS INTERNES: 74
III.3.10. FERRAILLAGE DES POUTRELLES: 76
III.3.10.1. Sections d'acier longitudinal des poutrelles: 77
III.3.10.2. Armatures transversales: 77
III.3.10.3. Vérifications nécessaires: 78
III.3.11. VERIFICATION A L'ELS: 79
III.4. LES DALLES PLEINES: 83
III.4.1. DALLE PLEINE RECTANGULAIRE: 83
III.4.1.1. Evaluation des charges: 83
III.4.1.2. Calcul des moments :[1] 83
III.4.1.3. Ferraillage de la dalle: [1] 84

III.4.1.4. Condition de non fragilité: [1] 84
III.4.1.5. Calcul des armatures transversales: [1] 85
III.4.1.6. Vérification à l'els: [1] 85
III.4.2. DALLE PLAINE TRIANGULAIRE: 86
III.4.2.1. Evaluation des charges: 87
III.4.2.2. Combinaison des charges: 87
III.4.2.3. Calcul des efforts internes: 87
III.4.2.4. Ferraillage: 88
III.4.2.5. Verifications: 89
III.4.3. ETUDE DE LA DALLE MACHINE: 90
III.4.3.1. Introduction 90
III.4.3.2. Prédimensionnement: 90
III.4.4. DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES: 91
III.4.5. COMBINAISON DES CHARGES: 91
III.4.6. CALCUL DES EFFORTS: [5] 91
III.4.7. FEERRAILLAGE DE LA DALLE: [1] 92
III.4.7.1. Ferraillage en travée: 92
III.4.7.2. Ferraillage sur appuis: 92
III.4.8. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES: [5] 93
III.4.9. VERIFICATION A L'ELS: 93
III.4.9.1. Vérification des contraintes: 93
III.4.10. VERIFICATION DE LA FLECHE: 95
CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE 37
IV.1. INTRODUCTION GENERALE: 97
IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE: 97
IV.2.1. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE: 97
IV.2.2. MODELISATION DE BLOC (A): 98
IV.2.2.1. Modelisation mathematique: 98
IV.2.2.2. Caracteristiques dynamiques propres: 98
IV.3. MODELISATION DES STRUCTURES ETUDIEES: 99
IV.3.1. MODELISATION DES RIGIDITE: 100
IV.3.2. MODELISATION DE LA MASSE: 101
IV.4. RESULTANTS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE: 101
IV.4.1. LES REDULTATS A PARTIR DU FICHER DE SORTIE DU *SAP2000*: 101
IV.5. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE: 102
IV.5.1. CENTRE DE RIGIDITE ET CENTRE DE MASSE: 102
IV.6. BLOC A: 103
IV.7. RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE: 104
IV.7.1. LES RESULTATS A PARTIR DU FICHER DE SORTIE DU *SAP2000*: 104

IV.8. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE: 106
IV.8.1. CENTRE DE RIGIDITE ET CENTRE DE MASSE: 106
IV.8.2. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES 107
IV.9. ÉTUDE SISMIQUE: 109
IV.9.1. INTRODUCTION: 109
IV.9.2. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL: 109
IV.9.3. SPECTRE DE REPONSE: 110
IV.9.4. RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL: 111
IV.9.5. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGE: 112
IV.10. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ :[2] 113
IV.11. VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT : 114
IV.12. MODELISATION DE BLOC (B) ET SALLE DE CONFERENCE: 118
IV.12.1. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE: 118
IV.12.2. CENTRE DE RIGIDITE ET CENTRE DE MASSE: 118
IV.13. JUSTIFICATION DE L'EFFET P-Δ: 123
IV.14. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE: 124
IV.15. JUSTIFICATION DE L'EFFET P-Δ : 128
IV.16. JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES: 128
CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS 97
V.1. INTRODUCTION: 129
V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX: 129
V.2.1. INTRODUCTION: 129
V.2.2. COMBINAISON D'ACTION: 129
V.2.3. RECOMENDATION SELON «RPA99 VERSION 2003»: 130
V.2.4. PRESENTATION DES RESULTATS: 130
V.2.5. CHOIX DES ARMATURES: 133
V.2.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'ETAT LIMITE DE SERVICE: 133
V.2.7. VERIFICATION DE L'EFFORT TRENCHANT: 134
V.2.7.1. Vérification de la contrainte de cisaillement: 134
V.2.7.2. Ferraillage transversal des poteaux: 136
V.2.8. CHOIX DES ARMATURES: 140
V.2.9. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'ETAT LIMITE DE SERVICE: 141
V.2.10. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT: 142
V.2.10.1. Vérification de la contrainte de cisaillement: 142
V.2.10.2. Ferraillage transversal des poteaux: 142
V.2.11. LONGUEUR DE RECOUVREMENT: 143
V.2.12. CHOIX DES ARMATURES: 146
V.2.13. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS : 146

V.2.14. CHOIX DES ARMATURES: 148
V.2.15. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS: 148
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES: 150
V.3.1. INTRODUCTION: 150
V.3.2. RECOMMANDATION DU «RPA99 VERSION 2003» : 150
V.3.3. CALCUL DU FERRAILLAGE: 150
V.3.4. CHOIX DES ARMATURES : 154
V.3.5. VERIFICATION NECESSAIRES: 155
V.3.5.1. Condition de non fragilité : 155
V.3.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'ELS: 157
V.3.7. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT : 159
V.3.8. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES : 161
V.3.9. VERIFICATION DE L'INFLUENCE DEL'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS : 161
V.3.10. ARRET DES BARRES : 164
V.3.11. FERRAILLAGE SUR TRAVEES: 167
V.3.12. FERRAILLAGE SUR APPUI: 167
V.3.13. VERIFICATION NECESSAIRE POUR LES POUTRES: 167
V.3.14. FERRAILLAGE SUR TRAVEES: 168
V.3.15. FERRAILLAGE SUR APPUI : 168
V.3.16. VERIFICATION NECESSAIRE POUR LES POUTRES : 169
V.3.17. FERRAILLAGE DES TRAVEES: 169
V.3.18. FERRAILLAGE SUR APPUI: 170
V.3.19. VERIFICATION NECESSAIRE POUR LES POUTRES: 170
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES : 171
V.4.1. GENERALITES : 171
V.4.2. REMARQUE : 171
V.4.3. INTODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES: 172
V.4.4. JUSTIFICATION DES SOLLICATAION NORMALES : [11] 173
V.4.5. PROCEDURE DE FERAILLAGE DES TRUMEAUX: 177
V.4.5.1. Intoduction: 177
V.4.5.2. Methode simplifiee pour les voiles: 177
V.4.5.3. ACIER HORIZONTAUX: 180
V.4.5.4. ACIERS SUPPLEMENTAIRES ET DISPOSITION CONSTRUCTIVES : [10] 180
V.4.5.5. Preconisation du «rpa99 version2003» : [1] 181
V.4.6. PRESENTATION DES RESULTATS : 182
V.5. CHOIX DE FERRAILLAGE DES VOILES: 200
CHAPITRE VI: ETUDE DES FONDATIONS 97
VI.1. INTRODUCTION: 207
VI.1.1. FONCTIONS ASSUREE PAR LES FONDATIONS : 207
VI.1.2. CLASSIFICATION DES FONDATIONS: 207

VI.2. CALCUL DES FONDATIONS :.....207

VI.2.1. SEMELLES ISOLEES:.....208
VI.2.2. SEMELLES FILANTES:.....209
VI.2.3. RADIER GENERAL:.....211
VI.2.3.1. Introduction:.....211
VI.2.3.2. Surface nécessaire:.....211
VI.2.3.3. Prédimensionnement de radier.....211
VI.2.3.4. Caractéristiques géométriques du radier:.....213
VI.2.3.5. Vérification de la stabilité du radier :.....214
VI.2.3.6. Calcul et verivication des contraintes :.....215
VI.2.3.7. Ferraillage du semelles:.....216
VI.2.4. FERRAILLAGE DU SEMELLES ISOLEES:.....222

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE 28

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT 8

TABLEAU : II.1. MURS INTERIEURS (SIMPLE): 11
TABLEAU : II.2. CHARGES PERMANENTES (CORPS CREUX): 12
TABLEAU : II.3. CHARGES PERMANENTES (CORPS CREUX): 13
TABLEAU : II.4. CHARGES PERMANENTES: 14
TABLEAU : II.5. DEGRESSION DES SURCHARGES 27
TABLEAU : II.6. CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX CENTRAUX 29
TABLEAU : II.7. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL 29
TABLEAU : II.8. CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX CIRCULAIRES 31
TABLEAU : II.9. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL 32
TABLEAU : II.10. CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX 33
TABLEAU : II.11. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMALE 33
TABLEAU : II.12. CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX CARRES 34
TABLEAU : II.13. VERIFICATION DE L'EFFORT NOR 34
TABLEAU : II.14. CHOIX FINAL DES SECTIONS DES POTEAUX CARRES 34
TABLEAU : II.15. CHOIX FINAL DES SECTIONS DES POTEAUX CIRCULAIRE 35
TABLEAU : II.16. CHOIX FINAL DES SECTIONS DES POTEAUX CARRES 35
TABLEAU : II.17. CHOIX FINAL DES SECTIONS DES POTEAUX CARRES 35

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES 8

TABLEAU : III.1. CHARGE A L'ELU ET L'ELS 46
TABLEAU : III.2. LES ARMATURES PRINCIPALES 48
TABLEAU : III.3. VERIFICATION A L'E.L.S 49
TABLEAU : III.4. FERRAILLAGE (ARMATURES LONGITUDINALES) DE POUTRE PALIERE 53
TABLEAU : III.5. VERIFICATION A L'E.L.S DE POUTRE PALIERE 55
TABLEAU : III.6. TABLEAU RECAPITULATIF DE CALCUL DE MOMENT ET DE L'EFFORT TRANCHANT 63
TABLEAU : III.7. TABLEAU RECAPITULATIF DE CALCUL DE MOMENT ET DE L'EFFORT TRANCHANT 70
TABLEAU : III.8. TABLEAU RECAPITULATIF DE CALCUL DE MOMENT ET DE L'EFFORT TRANCHANT A ELU. 75
TABLEAU : III.9. TABLEAU RECAPITULATIF DE CALCUL DE MOMENT ET DE L'EFFORT TRANCHANT A ELS. 75
TABLEAU : III.10. TABLEAU RECAPITULATIF DU CALCUL DES SECTIONS D'ARMATURES 77
TABLEAU : III.11. DETERMINATION DES SECTIONS D'ACIER DES POUTRELLES 77
TABLEAU : III.12. VERIFICATION DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT 78
TABLEAU : III.13. VERIFICATION A L'ELS 79
TABLEAU : III.14. FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE RECTANGULAIRE 84
TABLEAU : III.15. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS 86
TABLEAU : III.16. FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE TRIANGULAIRE 89
TABLEAU : III.17. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS 89

TABLEAU : III.18. TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE FERRAILLAGE EN TRAVEE (SENS L_X..92
TABLEAU : III.19. TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE FERRAILLAGE EN TRAVEE (SENS L_Y) 92
TABLEAU : III.20. TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE FERRAILLAGE SUR APPUIS 93
TABLEAU : III.21. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE LA DALLE EN TRAVEE ET SUR APPUIS DANS LES DEUX SENS 94

CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE..... 37

TABLEAU : IV.1. CENTRE DE MASSE ET CENTRE DE RIGIDITE(TORSION) (BLOC A)..... 103
TABLEAU : IV.2. CALCUL DE L'EXCENTRICITE (BLOC A) 103
TABLEAU : IV.3. PERIODE ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE INITIAL 104
TABLEAU : IV.4. VERIFICATION DES PERIODES 105
TABLEAU : IV.5. CENTRE DE MASSE ET CENTRE DE RIGIDITE(TORSION) (BLOC A) 107
TABLEAU : IV.6. CALCUL DE L'EXCENTRICITE BLOC(A) 107
TABLEAU : IV.7. PERIODE ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE FINAL..... 107
TABLEAU : IV.8. VERIFICATION DES PERIODES 109
TABLEAU : IV.9. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGES MODELE FINAL 113
TABLEAU : IV.10. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT V_{KX} ET V_{KY}..... 114
TABLEAU : IV.11. FORCES SISMIQUES SUIVANT (X). 115
TABLEAU : IV.12. MOMENT DE REVERSEMENT. 116
TABLEAU : IV.13. MOMENT DE STABILITE SUIVANT(X). 117
TABLEAU : IV.14. MOMENT DE STABILITE SUIVANT(Y)..... 117
TABLEAU : IV.15. CALCUL DE θ_X ET θ_Y..... 118
TABLEAU : IV.16. CENTRE DE MASSE ET CENTRE DE RIGIDITE (TORSION) BLOC(B)..... 119
TABLEAU : IV.17. L'EXCENTRICITE BLOC (B) 119
TABLEAU : IV.18. COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE A 119
TABLEAU : IV.19. VALEURS DE ξ (%)..... 120
TABLEAU : IV.20. CALCUL DE POIDS TOTALE DE BLOC (B) 122
TABLEAU : IV.21. RESUME DES RESULATS:..... 122
TABLEAU : IV.22. DISTRIBUTION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES SELON LA HAUTEUR: . 122
TABLEAU : IV.23. L'EFFORT TRANCHANT 123
TABLEAU : IV.24. LES MOMENTS 123
TABLEAU : IV.25. DEPLACEMENTS TOTALE..... 123
TABLEAU : IV.26. JUSTIFICATION DE L'EFFET P-Δ: 124
TABLEAU : IV.27. COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE A 124
TABLEAU : IV.28. VALEURS DE ξ (%)..... 125
TABLEAU : IV.29. CALCUL DE POIDS TOTALE DE SALLE DE CONFERENCE..... 126
TABLEAU : IV.30. RESUME DES RESULATS:..... 126
TABLEAU : IV.31. DISTRIBUTION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES SELON LA HAUTEUR .. 127
TABLEAU : IV.32. L'EFFORT TRANCHANT 127
TABLEAU : IV.33. LES MOMENTS 127
TABLEAU : IV.34. DEPLACEMENTS TOTALE..... 128
TABLEAU : IV.35. JUSTIFICATION DE L'EFFET P-Δ: 128

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS..... 97

TABLEAU : V.1. FERRAILLAGE DES POTEAUX SITUATION DURABLE (M^{MAX},N^{CORR})..... 131
TABLEAU : V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX SITUATION DURABLE (N^{MAX},M^{CORR})..... 131
TABLEAU : V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (M^{MAX},N^{CORR})..... 131
TABLEAU : V.4. FERRAILLAGE DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (N^{MAX},M^{CORR})..... 132
TABLEAU : V.5. FERRAILLAGE DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (N^{MAX},M^{CORR})..... 132
TABLEAU : V.6. FERRAILLAGE DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE *(M^{MAX},N^{CORR})*..... 132
TABLEAU : V.7. CHOIX DES ARMATURES DES POTEAUX..... 133
TABLEAU : V.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES POUR LES POTEAUX..... 134
TABLEAU : V.9. VERIFICATION DES CONTRAINTES POUR LES POTEAUX..... 134
TABLEAU : V.10. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT POUR LES POTEAUX..... 135
TABLEAU : V.11. ESPACEMENTS MAXIMAUX SELON RPA99..... 137
TABLEAU : V.12. CHOIX DES ARMATURES TRANSVERSALES POUR LES POTEAUX..... 137
TABLEAU : V.13. FERRAILLAGE DES POTEAUX SITUATION DURABLE (M^{MAX},N^{CORR})..... 138
TABLEAU : V.14. FERRAILLAGE DES POTEAUX SITUATION DURABLE (N^{MAX},M^{CORR})..... 138
TABLEAU : V.15. FERRAILLAGE DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (M^{MAX},N^{CORR})..... 139
TABLEAU : V.16. FERRAILLAGE DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (N^{MAX},M^{CORR})..... 139
TABLEAU : V.17. FERRAILLAGE DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (N^{MAX},M^{CORR})..... 139
TABLEAU : V.18. FERRAILLAGE DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE *(M^{MAX},N^{CORR})*..... 140
TABLEAU : V.19. CHOIX DES ARMATURES DES POTEAUX..... 140
TABLEAU : V.20. VERIFICATION DES CONTRAINTES POUR LES POTEAUX..... 141
TABLEAU : V.21. VERIFICATION DES CONTRAINTES POUR LES POTEAUX..... 141
TABLEAU : V.22. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT POUR LES POTEAUX..... 142
TABLEAU : V.23. ESPACEMENTS MAXIMAUX SELON RPA99..... 142
TABLEAU : V.24. CHOIX DES ARMATURES TRANSVERSALES POUR LES POTEAUX..... 143
TABLEAU : V.25. LES ARMATURES LONGITUDINAUX DES POTEAUX..... 146
TABLEAU : V.26. VALEURS DES CONTRAINTES A L'E.L.S (BLOC B)..... 146
TABLEAU : V.27. LES ARMATURES LONGITUDINAUX DES POTEAUX..... 148
TABLEAU : V.28. VALEURS DES CONTRAINTES A L'E.L.S (SALLE DE CONFERENCE)..... 149
TABLEAU : V.29. FERRAILLAGE DES POUTRES LONGITUDINALES (SITUATION DURABLE)..... 151
TABLEAU : V.30. FERRAILLAGE DES POUTRES LONGITUDINALES (SITUATION ACCIDENTELLE)..... 152
TABLEAU : V.31. FERRAILLAGE DES POUTRES LONGITUDINALES (SITUATION ACCIDENTELLE)..... 152
TABLEAU : V.32. FERRAILLAGE DES POUTRES LONGITUDINALES (SITUATION DURABLE)..... 153
TABLEAU : V.33. CHOIX DES ARMATURES POUR LES POUTRES PRINCIPALES..... 154
TABLEAU : V.34. CHOIX DES ARMATURES POUR LES POUTRES SECONDAIRES..... 155
TABLEAU : V.35. VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE..... 156
TABLEAU : V.36. VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE..... 157
TABLEAU : V.37. VERIFICATION DES POUTRES PORTEUSES A L'ELS..... 158
TABLEAU : V.38. VERIFICATION DES POUTRES NON PORTEUSES A L'ELS..... 159
TABLEAU : V.39. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT..... 160
TABLEAU : V.40. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT..... 160
TABLEAU : V.41. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES..... 161
TABLEAU : V.42. VERIFICATION DE LA SECTION D'ARMATURE..... 162

TABLEAU : V.43. VERIFICATION DE LA SECTION D'ARMATURE 162
TABLEAU : V.44. VERIFICATION DE LA COMPRESSION DU BETON 163
TABLEAU : V.45. VERIFICATION DE LA COMPRESSION DU BETON 163
TABLEAU : V.46. VERIFICATION DANS LES APPUIS DE RIVES 164
TABLEAU : V.47. VERIFICATION DANS LES APPUIS DE RIVES 164
TABLEAU : V.48. VALEURS DE (L_F/L) 174
TABLEAU : V.49. CALCUL DE LA CONTRAINTE LIMITE $\Sigma_{U\ LIM}$ 175
TABLEAU : V.50. ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTAUX 176
TABLEAU : V.51. ACIERS TRANSVERSAUX 177
TABLEAU : V.52. ACIERS SUPPLEMENTAIRES 180
TABLEAU : V.53. TABLEAU RECAPITULATIF DES CONTRAINTES DANS LES VOILES LONGITUDINAUX 183
TABLEAU : V.54. CALCUL DE Σ_{BA} ET Σ_{BNA} POUR L'EXEMPLE 184
TABLEAU : V.55. CALCUL DES ARMATURES DE VOILE X 01 187
TABLEAU : V.56. CALCUL DES ARMATURES DE VOILE X 02 188
TABLEAU : V.57. CALCUL DES ARMATURES DE VOILE X 03 188
TABLEAU : V.58. CALCUL DES ARMATURES DE VOILE X 04 189
TABLEAU : V.59. CALCUL DES ARMATURES DE VOILE X 05 189
TABLEAU : V.60. CALCUL DES ARMATURES DES VOILES X (06ET09) 190
TABLEAU : V.61. CALCUL DES ARMATURES DES VOILES X (07ET08) 190
TABLEAU : V.62. CALCUL DES ACIERS HORIZONTAUX DES VOILES 191
TABLEAU : V.63. CALCUL DES ARMATURES DES VOILES : 192
TABLEAU : V.64. CALCUL DES ARMATURES DE VOILE Y 01 ET VOILE Y 03 193
TABLEAU : V.65. CALCUL DES ARMATURES DE VOILE Y 02 194
TABLEAU : V.66. CALCUL DES ARMATURES DE VOILE Y 04 194
TABLEAU : V.67. CALCUL DES ARMATURES DE VOILE Y 05 195
TABLEAU : V.68. CALCUL DES ARMATURES DE VOILE Y 06 195
TABLEAU : V.69. CALCUL DES ARMATURES DE VOILE Y 07 196
TABLEAU : V.70. CALCUL DES ARMATURES DE VOILE Y08 196
TABLEAU : V.71. CALCUL DES ARMATURES DE VOILE Y 09 197
TABLEAU : V.72. CALCUL DES ACIERS HORIZONTAUX DES VOILES 198
TABLEAU : V.73. CHOIX DES ARMATURES DE VX1 200
TABLEAU : V.74. CHOIX DES ARMATURES DE VX2 200
TABLEAU : V.75. CHOIX DES ARMATURES DE VX3 201
TABLEAU : V.76. CHOIX DES ARMATURES DE VX4 201
TABLEAU : V.77. CHOIX DES ARMATURES DE VX5 202
TABLEAU : V.78. CHOIX DES ARMATURES DE VX(6 ;9) 202
TABLEAU : V.79. CHOIX DES ARMATURES DE VX(7 ;8) 202
TABLEAU : V.80. CHOIX DES ARMATURES DE VY(01 ;3) 203
TABLEAU : V.81. CHOIX DES ARMATURES DE VY02 203
TABLEAU : V.82. CHOIX DES ARMATURES DE VY04 204
TABLEAU : V.83. CHOIX DES ARMATURES DE VY05 204
TABLEAU : V.84. CHOIX DES ARMATURES DE VY07 205
TABLEAU : V.85. CHOIX DES ARMATURES DE VY8 205

TABLEAU : V.86. CHOIX DES ARMATURES DE VY9 205

CHAPITRE VI: ETUDE DES FONDATIONS 97

TABLEAU : VI.1. EFFORT NORMAL MAXIMAL APPLIQUE SUR LES FONDATIONS 208
TABLEAU : VI.2. SECTIONS DES SEMELLES ISOLEES 209
TABLEAU : VI.3. SECTIONS DES SEMELLES FILANTES 210
TABLEAU : VI.4. CONTRAINTES SOUS LE RADIER A L'ELU 216
TABLEAU : VI.5. CONTRAINTES SOUS LE RADIER A L'ELS 216
TABLEAU : VI.6. CALCUL DES MOMENTS A L'ELU 218
TABLEAU : VI.7. CALCUL DES MOMENTS A L'ELS 218
TABLEAU : VI.8. FERRAILLAGE DES PANNEAUX DU RADIER 218
TABLEAU : VI.9. FERRAILLAGE DES NERVURES (SENS PORTEUR) 219
TABLEAU : VI.10. FERRAILLAGE DES NERVURES (SENS PORTEUR) 219
TABLEAU : VI.11. VERIFICATION DES CONTRAINTES 219

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE 28

FIG.I.1. COUPE A-A 2
FIG.I.2. PLAN DE TOITURE 3

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT 8

FIG.II.1. PLANCHER A CORPS CREUX 8
FIG.II.2. DALLE DE COMPRESSION 9
FIG.II.3. VUE DU PANNEAU LA PLUS SOLLICITEE DE BLOC (A) 10
FIG.II.4. MURS INTERIEURS (SIMPLE) 11
FIG.II.5. MURS EXTERIEURS (CLOISON) 12
FIG.II.6. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE 13
FIG.II.7. PLANCHER COURANT 13
FIG.II.8. DALLE PLEINE 14
FIG.II.9. DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE 15
FIG.II.10. FLECHE MAXIMALE DE LA POUTRE 16
FIG.II.11. CHARGES SUPPORTEES PAR LA POUTRE PRINCIPALE (PLANCHER TERRASSE) 17
FIG.II.12. CHARGES SUPPORTEES PAR LA POUTRE PRINCIPALE (PLANCHER TERRASSE) 18
FIG.II.13. TEME DE GOUSSET 19
FIG.II.14. DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PRINCIPALE (LA SALLE DE CONFERENCE) 20
FIG.II.15. CHARGES SUPPORTEES PAR LA POUTRE PRINCIPALE№1 (S.C) 20
FIG.II.16. CHARGES SUPPORTEES PAR LA POUTRE PRINCIPALE№2 (S.C) 22
FIG.II.17. CHARGES SUPPORTEES PAR LA POUTRE SECONDAIRE (PLANCHER TERRASSE) 24
FIG.II.18. LES CHARGES ET SURCHARGES DE POTEAU DE PLANCHER TERRASSE (BLOC A) 28
FIG.II.19. POTEAU CIRCULAIRE PLUS SOLLICITE 30
FIG.II.20. POTEAU PLUS SOLLICITE (BLOC B) 32
FIG.II.21. POTEAU PLUS SOLLICITE (SALLE DE CONFERENCE) 33
FIG.II.22. COUPE DE VOILE EN ELEVATION 36

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES 8

FIG.III.1. DIMENSIONS DE L'ACROTERE 37
FIG.III.2. SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE 37
FIG.III.3. FERRAILLAGE DE L'ACROTERE 42
FIG.III.4. SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER 43
FIG.III.5. PLAN DE COFFRAGE DE LESCALIER DETAGE COURANT 43
FIG.III.6. SCHÉMA STATIQUE 45
FIG.III.7. DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS DE L'ESCALIER A L'E.L.U 47
FIG.III.8. DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS DE L'ESCALIER A L'E.L.S 47
FIG.III.9. DIAGRAMME DES MOMENTS 48
FIG.III.10. POUTRE PALIER 51

FIG.III.11. DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS DE POUTRE PALIER AE.L.U....52
FIG.III.12. DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS DE POUTRE PALIER AE.L.S....52
FIG.III.13. PLAN DE FERRAILLAGE D'ESCALIER....56
FIG.III.14. CORPS CREUX....56
FIG.III.15. DIMENSIONS DES POUTRELLES....57
FIG.III.16. DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A CEPTS TRAVEES (ELU)....64
FIG.III.17. DIFFERENTES SOLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A CEPTE TRAVEES (ELS)....64
FIG.III.18. DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A QUATRE TRAVEES (ELU)....70
FIG.III.19. DEFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A QUATRE TRAVEES (ELS)....71
FIG.III.20. D'EFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A DEUX TRAVEES (ELU)....75
FIG.III.21. D'EFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A DEUX TRAVEES (ELS)....75
FIG.III.22. FERRAILLAGE DES POUTRELLES A (07) ET (02) TRAVEES....81
FIG.III.23. FERRAILLAGE DES POUTRELLES A (05) TRAVEES....81
FIG.III.24. LA TABLE DE COMPRESSION....81
FIG.III.25. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES ARMATURES DE LA TABLE DE COMPRESSION....82
FIG.III.26. DIMENSIONS DE LA DALLE RECTANGULAIRE....83
FIG.III.27. DIMENSIONS DE LA DALLE TRIANGULAIRE....86
FIG.III.28. DIMENSIONS DE LA DALLE RECTANGULAIRE....90
FIG.III.29. FERAILLAGE DE LA DALLE MACHINE....96

CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE.... 37

FIG.IV.1. MODELISATION DU BLOC (A).... 100
FIG.IV.2. MODELE INITIALE (RDC).... 101
FIG.IV.3. MODELE INITIALE (2EME 9EME ETAGE).... 102
FIG.IV.4. MODELE FINAL (RDC).... 105
FIG.IV.5. MODELE FINAL (2EME 9EME ETAGE).... 106
FIG.IV.6. PREMIER MODE (BLOC A).... 108
FIG.IV.7. DEUXIEME MODE (BLOCA).... 108
FIG.IV.8. TROISIEME MODE (BLOC A).... 108
FIG.IV.9. LA DISTRIBUTION DES FORCES SISMIQUE SELON LA HAUTEUR D'ETAGE.... 114
FIG.IV.10. DISTRIBUTION DE LA FORCE SISMIQUE.... 115
FIG.IV.11. MOMENT DE REVERSEMENT.... 116
FIG.IV.12. DISTRIBUTION HORIZONTAL DES FORCES SISMIQUES :.... 122
FIG.IV.13. DISTRIBUTION HORIZONTAL DES FORCES SISMIQUES.... 127

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS.... 97

FIG.V.1. FERRAILLAGE DES POTEAUX CARRES.... 144
FIG.V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX CIRCULAIRES.... 145
FIG.V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX BLOC (B).... 148
FIG.V.4. FERRAILLAGE DES POTEAUX (SALLE DE CONFERONCE).... 150
FIG.V.5. ARRET DE BARRE.... 165
FIG.V.6. FERRAILLAGE DES POUTRES BLOC (A).... 166
FIG.V.7. DISPOSITION DES ARMATEURS DES POUTRES BLOC (B).... 168

FIG.V.8. DISPOSITION DES ARMATEURS DES POUTRES PORTEUSE (SALLE DE CONFERENCE) 169
FIG.V.9. DISPOSITION DES ARMATEURS DES POUTRES NON PORTEUSE (SALLE DE CONFERENCE)..... 171
FIG.V.10. MODELE GENERAL D'UN VOILE 172
FIG.V.11. SCHEMA D'UN VOILE PLEIN ET DISPOSITION DU FERRAILLAGE 173
FIG.V.12. DEFINITION DE L'ELEMENT MUR 174
FIG.V.13. SCHEMA D'UN VOILE 174
FIG.V.14. REPRESENTATION DES DIFFERENTS NIVEAUX DE VERIFICATION. 176
FIG.V.15. SECTION RECTANGULAIRE ENTIEREMENT COMPRIMEE 179
FIG.V.16. VOILE PARTIELLEMENT TENDUE, DECOUPAGE EN BANDE 180
FIG.V.17. DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES DANS LES VOILES 181
FIG.V.18. FERRAILLAGE DES VOILES RDC. 206

CHAPITRE VI: ETUDE DES FONDATIONS 97

FIG.VI.1. DIMENSIONS DE LA SEMELLE ISOLEE 208
FIG.VI.2. SEMELLE FILANTE 210
FIG.VI.3. DISPOSITION DES NERVURES PAR RAPPORT AU RADIER ET AUX POTEAUX 213
FIG.VI.4. SCHEMAS STATIQUE DU BATIMENT 214
FIG.VI.5. CONTRAINTES SOUS LE RADIER 215
FIG.VI.6. VUE EN PLAN ILLUSTRANT LES DIMENSIONS DU PANNEAU LE PLUS SOLLICITE 217
FIG.VI.7. FERRAILLAGE DES NERVURE DU SENS POURTEUR 221
FIG.VI.8. FERRAILLAGE DES NERVURE DU SENS NON PORTEUR 221

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE 28

FIG.I.1. COUPE A-A 2
FIG.I.2. PLAN DE TOITURE 3

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT 8

FIG.II.1. PLANCHER A CORPS CREUX 8
FIG.II.2. DALLE DE COMPRESSION 9
FIG.II.3. VUE DU PANNEAU LA PLUS SOLLICITEE DE BLOC (A) 10
FIG.II.4. MURS INTERIEURS (SIMPLE) 11
FIG.II.5. MURS EXTERIEURS (CLOISON) 12
FIG.II.6. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE 13
FIG.II.7. PLANCHER COURANT 13
FIG.II.8. 14
FIG.II.9. DALLE PLEINE 14
FIG.II.10. DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE 15
FIG.II.11. FLECHE MAXIMALE DE LA POUTRE 16
FIG.II.12. CHARGES SUPPORTEES PAR LA POUTRE PRINCIPALE (PLANCHER TERRASSE) 17
FIG.II.13. CHARGES SUPPORTEES PAR LA POUTRE PRINCIPALE (PLANCHER TERRASSE) 18
FIG.II.14. SYSTEME DE GOUSSET 19
FIG.II.15. DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PRINCIPALE (LA SALLE DE CONFERENCE) 20

FIG.II.16. CHARGES SUPPORTEES PAR LA POUTRE PRINCIPALE№1 (S.C) 20
FIG.II.17. CHARGES SUPPORTEES PAR LA POUTRE PRINCIPALE№2 (S.C) 22
FIG.II.18. CHARGES SUPPORTEES PAR LA POUTRE SECONDAIRE (PLANCHER TERRASSE) 24
FIG.II.19. LES CHARGES ET SURCHARGES DE POTEAU DE PLANCHER TERRASSE (BLOC A) 28
FIG.II.20. POTEAU CIRCULAIRE PLUS SOLLICITE 30
FIG.II.21. POTEAU PLUS SOLLICITE (BLOC B) 32
FIG.II.22. POTEAU PLUS SOLLICITE (SALLE DE CONFERENCE) 33
FIG.II.23. COUPE DE VOILE EN ELEVATION 36

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES 8

FIG.III.1. DIMENSIONS DE L'ACROTERE 37
FIG.III.2. SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE 37
FIG.III.3. FERRAILLAGE DE L'ACROTERE 42
FIG.III.4. SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER 43
FIG.III.5. PLAN DE COFFRAGE DE LESCALIER DETAGE COURANT 43
FIG.III.6. SCHÉMA STATIQUE 45
FIG.III.7. DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS DE L'ESCALIER A L'E.L.U 47
FIG.III.8. DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS DE L'ESCALIER A L'E.L.S 47
FIG.III.9. DIAGRAMME DES MOMENTS 48
FIG.III.10. POUTRE PALIER 51
FIG.III.11. DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS DE POUTRE PALIER AE.L.U 52
FIG.III.12. DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS DE POUTRE PALIER AE.L.S 52
FIG.III.13. PLAN DE FERRAILLAGE D'ESCALIER 56
FIG.III.14. CORPS CREUX 56
FIG.III.15. DIMENSIONS DES POUTRELLES 57
FIG.III.16. DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A CEPTS TRAVEES (ELU) 64
FIG.III.17. DIFFERENTES SOLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A CEPTE TRAVEES (ELS) 64
FIG.III.18. DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A QUATRE TRAVEES (ELU) 70
FIG.III.19. DEFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A QUATRE TRAVEES (ELS) 71
FIG.III.20. D'EFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A DEUX TRAVEES (ELU) 75
FIG.III.21. D'EFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A DEUX TRAVEES (ELS) 75
FIG.III.22. FERRAILLAGE DES POUTRELLES A (07) ET (02) TRAVEES 81
FIG.III.23. FERRAILLAGE DES POUTRELLES A (05) TRAVEES 81
FIG.III.24 81
FIG.III.25. LA TABLE DE COMPRESSION 81
FIG.III.26. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES ARMATURES DE LA TABLE DE COMPRESSION 82
FIG.III.27. DIMENSIONS DE LA DALLE RECTANGULAIRE 83
FIG.III.28. DIMENSIONS DE LA DALLE TRIANGULAIRE 86
FIG.III.29. DIMENSIONS DE LA DALLE RECTANGULAIRE 90
FIG.III.30. FERAILLAGE DE LA DALLE MACHINE 96

CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE 37

FIG.IV.1. MODELISATION DU BLOC (A) 100

FIG.IV.2. MODELE INITIALE (RDC) 101
FIG.IV.3. MODELE INITIALE (2EME 9EME ETAGE) 102
FIG.IV.4. MODELE FINAL (RDC) 105
FIG.IV.5. MODELE FINAL (2EME 9EME ETAGE) 106
FIG.IV.6. 108
FIG.IV.7 108
FIG.IV.8. PREMIER MODE (BLOC A) 108
FIG.IV.9. DEUXIEME MODE (BLOCA) 108
FIG.IV.10. TROISIEME MODE (BLOC A) 108
FIG.IV.11. DISTRIBUTION HORIZONTAL DES FORCES SISMIQUES : 122
FIG.IV.12. DISTRIBUTION HORIZONTAL DES FORCES SISMIQUES 127

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS..... 97

FIG.V.1. FERRAILLAGE DES POTEAUX CARRES..... 144
FIG.V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX CIRCULAIRES..... 145
FIG.V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX BLOC (B) 148
FIG.V.4. FERRAILLAGE DES POTEAUX (SALLE DE CONFERONCE) 150
FIG.V.5. ARRET DE BARRE..... 165
FIG.V.6. FERRAILLAGE DES POUTRES BLOC (A) 166
FIG.V.7. DISPOSITION DES ARMATEURS DES POUTRES BLOC (B) 168
FIG.V.8. DISPOSITION DES ARMATEURS DES POUTRES PORTEUSE (SALLE DE CONFERENCE) 169
FIG.V.9. DISPOSITION DES ARMATEURS DES POUTRES NON PORTEUSE (SALLE DE CONFERENCE)..... 171
FIG.V.10. MODELE GENERAL D'UN VOILE 172
FIG.V.11. SCHEMA D'UN VOILE PLEIN ET DISPOSITION DU FERRAILLAGE 173
FIG.V.12. DEFINITION DE L'ELEMENT MUR. 174
FIG.V.13. SCHEMA D'UN VOILE..... 174
FIG.V.14. REPRESENTATION DES DIFFERENTS NIVEAUX DE VERIFICATION. 176
FIG.V.15. SECTION RECTANGULAIRE ENTIEREMENT COMPRIMEE..... 179
FIG.V.16. VOILE PARTIELLEMENT TENDUE, DECOUPAGE EN BANDE..... 180
FIG.V.17. DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES DANS LES VOILES..... 181

CHAPITRE VI: ETUDE DES FONDATIONS 97

FIG.VI.1. SEMELLE ISOLEE SOUS POTEAU ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIG.VI.2. DIMENSIONS DE LA SEMELLE ISOLEE..... 208
FIG.VI.3. SEMELLE FILANTE 210
FIG.VI.4. DISPOSITION DES NERVURES PAR RAPPORT AU RADIER ET AUX POTEAUX 213
FIG.VI.5. SCHEMAS STATIQUE DU BATIMENT..... 214
FIG.VI.6. CONTRAINTES SOUS LE RADIER..... 215
FIG.VI.7. VUE EN PLAN ILLUSTRANT LES DIMENSIONS DU PANNEAU LE PLUS SOLLICITE..... 217
FIG.VI.8. FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
FIG.VI.9. FERRAILLAGE DES NERVURE DU SENS POURTEUR 221
FIG.VI.10. FERRAILLAGE DES NERVURE DU SENS NON PORTEUR 221

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- $\overline{q}$: Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.

- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- $\bar{f}$: Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.

- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- $S_c^{\ T}$: Tassement total.
- $S_c^{\ adm}$: Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. Les constructions de grande hauteur ont fasciné l'être humain depuis les premières civilisations, on bâtissait des tours surtout pour se défendre ou commémorer les célèbres personnalités.

A la fin du 19 ^{ème} siècle les activités commerciales et industrielles devenant plus intenses, ce genre de constructions a pris de l'ampleur, l'idée étant de regrouper les administrations des grandes sociétés commerciales et industrielles dans les grandes villes sur une petite surface.

Plus tard la concentration des populations dans les grandes villes et le manque d'espace ont nécessité de bâtir en hauteur même pour les habitations.

Une fois la décision de bâtir un bâtiment prise, on se trouvait confronter à des problèmes techniques qui se manifestaient dans ce genre de constructions beaucoup plus que dans les constructions classiques.

Ces problèmes sont :

- le dimensionnement et détermination des actions verticales.
- l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique.
- le calcul du ferraillage.
- l'étude des fondations du bâtiment.

L'évolution dans la conception des bâtiments a été accompagnée de l'évolution générale des techniques et des méthodes de calcul telles que les méthodes exactes, approchées et les méthodes simplifiées, marquée d'une manière spectaculaire par l'apparition de l'ordinateur et la création des logiciels et aussi l'amélioration des règlements et des normes, aidant à lever la complexité de ces problèmes.

De nos jours également la conception d'une structure parasismique est un problème complexe vue la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Après le séisme du 21 Mai 2003 de Boumerdes, des études faites par des experts comme Davidovici, ont abouti à des modifications du Règlement Parasismique Algérien. L'une de ces modifications est la nouvelle classification des zones sismiques et des valeurs des coefficients d'accélération de zone.

Le présent travail est une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un bâtiment à usage bureau (rectorat R+10 de l'université d'el AFFROUNE)

Le choix de ce projet est lié directement à ses particularités dont on cite:

- L'irrégularité du notre bâtiment en élévation et en plans.
- Le phénomène de liquéfaction qui peut survenir en cas de séisme
- La modélisation par le logiciel SAP 2000.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, garde-corps, escalier).
- La quatrième étape portera sur le calcul des planchers et leurs ferraillages.
- La cinquième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP 2000.
- La sixième étape portera sur le calcul du ferraillage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) Les résultats donnés par SAP 2000 vont être vérifiés par le RPA 99
- La septième étape portera sur études des fondations.
- On terminera le travail par une conclusion générale

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction:

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère, …) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.
Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment **(RDC+10)** à usage bureau et d'une salle de conférence. L'ouvrage sera implanté à la commune de Affroune W. de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité **(Zone III)** selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien **(RPA 99 version 2003)**.
Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes **(RPA 99 version 2003)** et aux règles de béton armé en vigueur **(BAEL 91 et CBA 93)** et moyennant le logiciel de calcul **(SAP 2000).**

I.2. Presentation du batiment:

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.
Il s'agit d'un bâtiment a usage de bureau au rez-de-chaussée a sera implante a AFFROUNE wilaya de BLIDA.
Le bâtiment comporte 10 niveaux. Ils sont exclusivement à usage de bureau. D'après la classification des RPA 99 version 2003, le bâtiment est considère comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2). (Bâtiment d'habitations collective ou a usage de bureaux avec une hauteur dépassant pas 48 m).

I.3. Caractéristiques géométriques:

- **Bloc (a) :** Le bloc(A) c'est le bloc(R+10).
  - **Dimensions en plan :**
    Longueur totale en plan ……**25,55*m***
    Largeur total en plan ……..…….……**24,83*m***
  - **Dimensions en élévation :** Le rez-de-chaussée à une hauteur de 3,74m, les autres étages ont une même hauteur .La tour présente un rétrécissement à partir de 2em étage. La hauteur totale de bâtiment est de 41,14m
    Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) …….....**41,14*m***
    Hauteur du rez-de-chaussée…….…… ……..…….....**3,74*m***
    Hauteur de l'étage courant ……..…….……..**3 ,74*m***
- BLOC (B): On appelle bloc(B) chaque bloc(R+1). On étude une seule type de bloc(B).

Les caractéristiques de bloc(B) étudie comme suite :

- **Dimensions en plan :**
  Longueur totale en plan ……**09.25*m***
  Largeur total en plan ……..…….……..**07.72*m***
- **Dimensions en élévation :** Le rez-de-chaussée à une hauteur de 3,74m, la 1ere étage ont une même hauteur . La hauteur totale de bloc est de 07.48m
  Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) …….....**07.48*m***

Hauteur du rez-de-chaussée…… ……..…….....**03,74*m***
Hauteur de l'étage courant…….……..**03 ,74*m***

❖ Sale de conférence :

➢ **Dimensions en plan :**

Longueur totale en plan ……**26.67*m***
Largeur total en plan ……..…….…….……...**19.3*m***

➢ **Dimensions en élévation :**

La dalle de la salle de conférence est incliné (l'hauteur entre les deux cotés A et B varie).
La salle de conférence à une hauteur de 3,74m à coté A et à une hauteur de 6m à coté B.

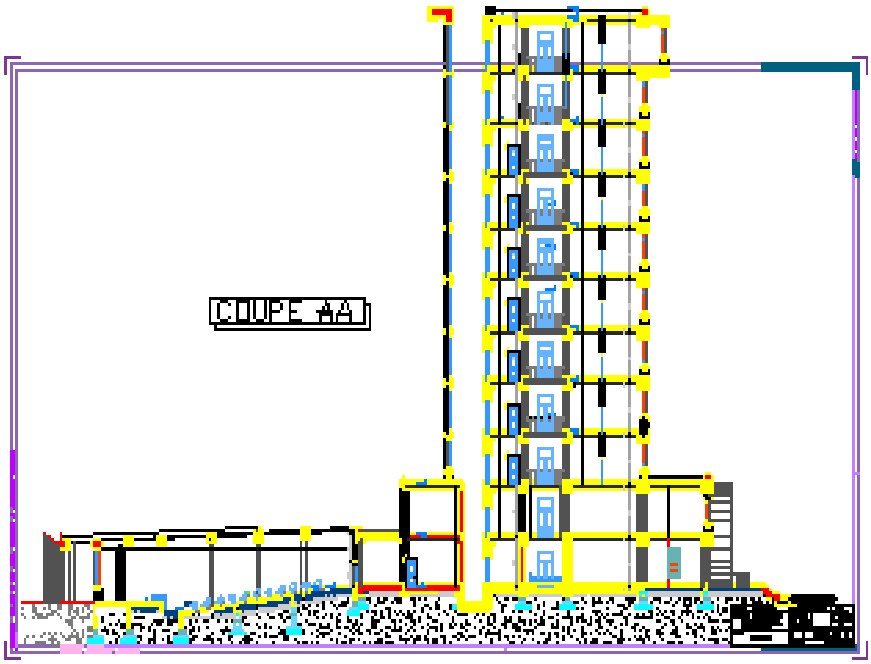


Fig.I.1. coupe A-A

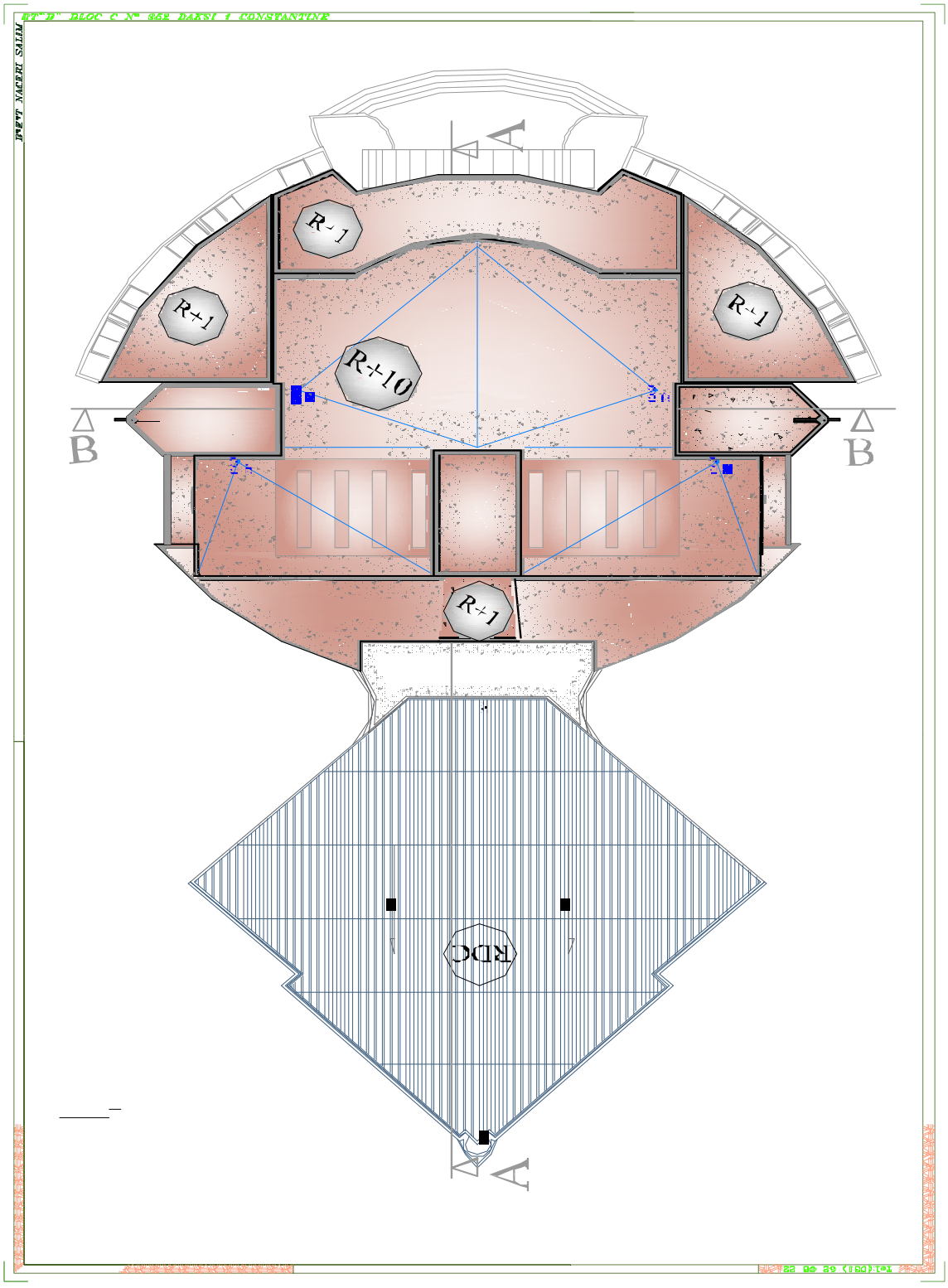


Fig.I.2. Plan de toiture

I.4. Structure porteuse:

I.4.1. Ossature de l'ouvrage:

Le système est constitué de voiles porteurs. Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

I.4.2. Planchers:

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Ils ont pour rôle de résister aux charges verticales et de les transmettre aux éléments porteurs de la structure résistante.
Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher :

- Plancher en corps creux.
- Plancher dalle pleine.
-

I.4.3. Escalier et ascenseur:

La structure comporte une seul cage d'ascenseur et deux cages d'escalier du RDC au 10ème étage. L'escalier est constitué de deux volées et de palier intermédiaire.

I.4.4. Terrasse:

Il existe un seul type de terrasse :

- Inaccessible.

I.4.5. Maçonnerie:

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs et de murs rideaux en verre.

- **Murs extérieurs** :

Le remplissage des façades sont effectué en double cloison, elles sont composée de :

- Une cloison en brique a 8 trous de 10cm d'épaisseur.
- une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en brique a 8 trous de 10cm d'épaisseur.

- **Murs intérieurs** :

Cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.

I.4.6. Revêtement:

Le revêtement du bâtiment est constitue par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.4.7. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton arme d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

L'acrotère a pour rôle d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales sur les façades.

I.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment seront conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé «BAEL91 mod99» et tous les règlements applicables en Algérie «RPA 99 version2003» et «CBA93» **.**

I.5.1. BÉTON :

I.5.1.1. Composition du béton :

Le béton est un mélange d'agrégats (graviers, sable) de liants (ciment) et de l'eau dans des proportions convenables bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

La composition courante de 1m3 de béton est:

- 350 Kg de ciment,
- 400 l de sable $Dg \leq 5$ mm,
- 800 l de gravillon $5mm \leq Dg \leq 25$ mm,
- 175 l d'eau de gâchage.

Soit alors un poids volumique de : $\rho = 25$ KN/m³

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

I.5.1.2. Résistance du béton: [1]

I.5.1.2.a. Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 16 de diamètre et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 0{,}685 f_{c28} \log(j+1)$$

$j = 28\,jours \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$

$j > 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$

Pour notre étude on a: fc28 =25 MPa

I.5.1.2.b. Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « ftj », elle est définie par la relation :

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad (MPa)$

fc28 =25 MPa, on trouve ftj = 2,1 MPa

I.5.1.2.c. Module de déformation longitudinale:

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

I.5.1.2.c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de courte durée ,il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel **[6]**.

$$E_{ij} = 11000\left(f_{cj}\right)^{1/3} \qquad (f_{cj}; E_{ij} : en MPa)$$

I.5.1.2.c.2. Module d'élasticité différé «E_{vj}» :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire **[6]**.

$$E_{vj} = 3700\left(f_{cj}\right)^{1/3}$$

Pour notre cas: $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164{,}20MPa \\ E_{vj} = 10721{,}40MPa \end{cases}$

I.5.1.2.d. Coefficient de poisson :

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

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- **E.L.U :** ν =0,0 calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :** ν =0,2 calcul des déformations (béton non fissuré)

I.5.1.2.e. Poids volumique:

On adopte la valeur $\rho = 25$ KN/m³

I.5.1.2.f. Les contraintes limites de calcul :

I.5.1.2.f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

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

$$f_{bu} = \frac{0,85\ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γb : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires…… $f_{bu} = 14,17$ MPa

$\gamma b = 1,15$ cas des situations accidentelles……..... $f_{bu} = 18,48$ MPa

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction:

Le pré- dimensionnement a pour but « le pré calcul »des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon les règlements techniques Algérien **CBA93** et le **RPA 99** et dont le but est d'arriver à déterminer des épaisseurs économiques afin d'éviter un sur coût d'acier et du béton.

II.2. Predimensionnement des dalles:

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2 , 3 ou 4 appuis.
Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs.)

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Nous avons choisi deux types de planchers :

- plancher en corps creux.
- plancher en dalle pleine.

II.2.1. Plancher en corps creux:

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

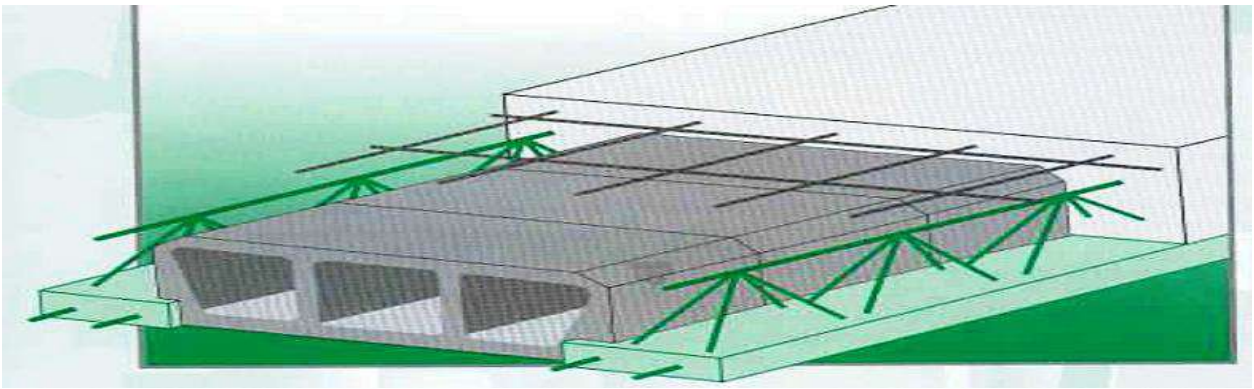


Fig.II.1. Plancher à corps creux

II.2.1.1. Condition de déformation:

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\frac{l}{25} < e < \frac{l}{20} \quad \textbf{[4]}$$

Avec: e: l'épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L: longueur max du poutrelle entre les nus des poutres principales → L_{max} = 305 cm

⟶ 12,2 cm < e < 15,25 cm.

On opte donc pour un plancher de (16 + 4) cm

Le plancher a corps creux sera constitue d'hourdis d'épaisseur 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.



Fig.II.2. dalle de compression

II.2.2. Plancher en dalle pleine:

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale; les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres ; L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

II.2.2.1. 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.

On admet : e =15 cm.

II.2.2.2. Isolation phonique:

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : e = 15 cm.

II.2.2.3. Résistance à la flexion:

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

Le panneau le plus sollicite a les dimensions (3,40x1, 80) m.

Avec Ly : La grande portée du panneau le plus sollicité. (Ly = 3,40 m).

On aura donc : 9,71 ≤ e ≤ 11,33 (cm)
On limite donc notre épaisseur à : 11 cm.
Pour satisfaire toutes les conditions précédentes, nous adoptons l'épaisseur suivante : **e = 15cm**

II.2.2.4. Condition de la flèche:

Nous devons vérifier la condition suivant : **[6]**

$f_{max} < \frac{l_{max}(cm)}{500}$; Si la portée L ≤ 5m .

$f_{max} < 0{,}5\ (cm) + \frac{l_{max}(cm)}{1000}$; Si la portée L ≥ 5 m.

Dans notre cas : $L_{max} = L_x = 340$ cm

Si $L \leq 5m \Rightarrow F \leq \frac{L}{500}$ Selon **CBA93 :B6.5.3**

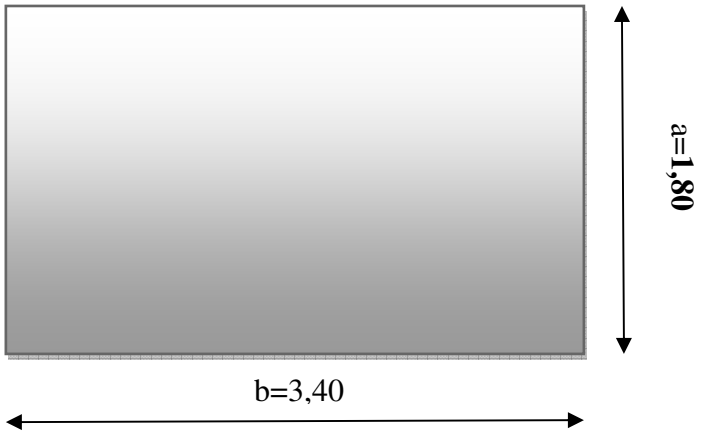


Fig.II.3. Vue du panneau la plus sollicitée de bloc (A)

Pour ce faire on considère la dalle à une épaisseur **(h=15cm)**

Charge permanente : G=5.33 (KN/m)

Surcharge d'exploitation : Q = 5 kN/ml

à l'ELS : q = G+Q =10,33 kN/ml, et ν=0.2

$$\text{avec : } I = \frac{be^3}{12} \rightarrow e \geq \left(\frac{60ql_X^4}{384Eb(\frac{l_X}{500})} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Conclusion : donc on adopte **h = 15,00 cm**

II.2.3. Conclusion:

Concernant la pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux e = 20 cm. Ce qui nous donne un plancher constitue de hourdis de 16cm et une dalle de compression de 4cm.
- Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

II.3. Evaluation des charges [dtr 2- 2.6]:

La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges et surcharges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère…..)

II.3.1. Maçonnerie:

Tableau : II.1. Murs intérieurs (simple):

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques ($KN/m^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
			Total	**1,46**

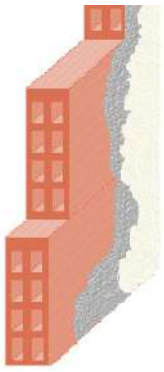


Fig.II.4. Murs intérieurs (simple)

Tableau : II.1.1. Murs extérieurs (cloison):

N	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit n plâtre	0,02	10	0.2
2	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
3	Brique creuse	0,10	9	0.9
4	Lame d'aire	0.05	-	-
5	Brique creuse	0,10	9	0.9
6	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
			Total	**2,72**



Fig.II.5. Murs extérieurs (cloison)

II.3.2. Plancher terrasse inaccessible:

II.3.2.1. Charges permanentes (corps creux):

Tableau : II.2. Charges permanentes (corps creux):

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé 15/25	0.05	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,5
4	Forme de pente	0,1	2,2
5	Film polyane	-	0,05
6	Plaque de liège	0.04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0,04	2,8
9	Enduit de plâtre	0,02	0,2
		Total	**7,09**

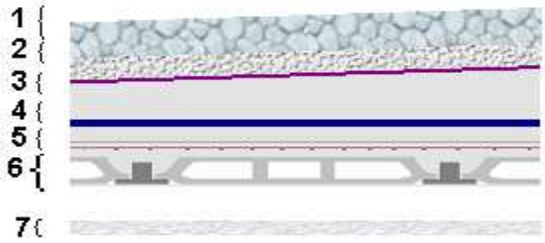


Fig.II.6. Plancher terrasse inaccessible

II.3.2.2. Surcharges d'exploitation:

la blancher terrasse inaccessibles Q = 1 KN/m2

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.1. Charges permanentes (corps creux):



Fig.II.7. Plancher courant

Tableau : II.3. Charges permanentes (corps creux):

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,5
2	Lit de sable	0,03	0,34
3	Mortier de pose	0,02	0,36
4	Planche corps creux	0,16+0,04	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	0,2
		total	**4 ,2**

II.3.3.2. Surcharges d'exploitation:

la Plancher courant :Q =2 ,5 KN/m^2

II.3.4. dalle pleine:

II.3.4.1. Charges permanentes:

Tableau : II.4. Charges permanentes:

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Lit de sable	0,03	0,54
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Dalle plaine	0,15	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	0,2
		total	**5,33**

II.3.4.2. Charge d'exploitation: Q =5 KN/m2

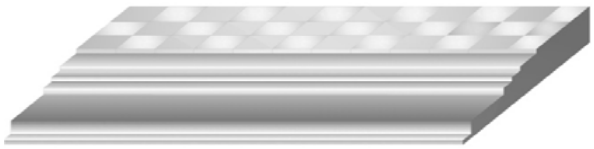


Fig.II.8. Dalle pleine

II.4. Pre dimensionnement des poutres:

II.4.1. Introduction:

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Leur pré dimensionnement se fait selon le CBA93et vérifier par RPA99 V 2003. elles doivent vérifier aussi la flèche qui s'effectue à l'aide des formules données par la *RDM*.

On distingue deux types de poutre :

Poutre principale : supporte la plus grande partie des charges.

Poutre secondaire : supporte le reste des charges des planches.

-Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit

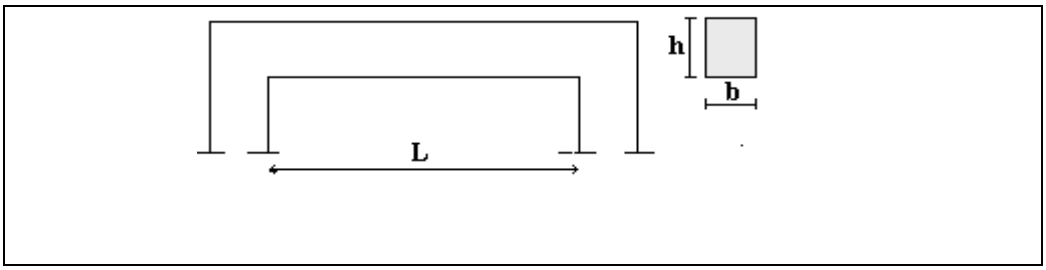


Fig.II.9. Dimensionnement de la poutre

On note :

b : largeur de la base de la poutre

h : hauteur totale de la poutre

L : portée maximale

- **selon le CBA 93:**
  - $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$
  - $0.3\ h \leq b \leq 0.7\ h$
- **Selon le RPA 99 V2003 pour la zone (III):**

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

$b \geq 20cm$

$h \geq 30cm$

$\frac{h}{b} \leq 4$

- **Vérification de la flèche:**

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit par :

$$f_{max} \leq \overline{f} \qquad \begin{cases} \overline{f} = 0{,}5 + \frac{L_{(cm)}}{1000} & \text{Si} \quad L > 5\ cm \\ \overline{f} = \frac{L_{(cm)}}{500} & \text{Si} \quad L < 5\ cm \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément repartie la flèche maximale est donnée par :

$$f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} \qquad \text{(Flèche maximale de la poutre)}$$

Avec :

L : la portée de la poutre

q : la charge uniformément repartie déterminée à l'E.L.S (q= G+Q).

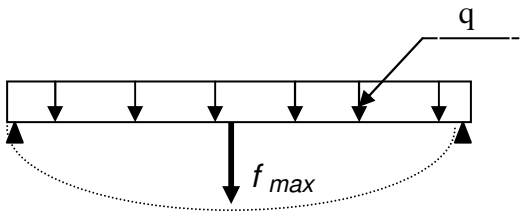


Fig.II.10. Flèche maximale de la poutre

II.4.2. poutre principale (porteuse):

II.4.2.1. blocs (A, B):

- **Détermination de "h":**

Si L la plus grande portée dans notre cas L = 5,59 m

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{559}{15} < h < \frac{559}{10} \Rightarrow 37{,}27 < h < 55{,}9cm$$

Nous opterons pour **h = 50 cm.**

- **Détermination de b:**

0.3 h ≤ b ≤ 0.7 h ⇨ 15 cm ≤ b ≤ 35 cm.

Nous opterons pour **b = 35 cm.**

Et donc : $\begin{cases} h = 45cm \\ b = 30cm \end{cases}$

❖ **Selon le RPA 99Ver2003 pour la zone III :**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$
- Le rapport hauteur largeur doit être $\frac{h}{b} \leq 4$

❖ **Vérification :**

b=35> 20 cm h=50 > 30 cm h/b = 1,42 < 4

⇨ Les conditions sont vérifiées.

On prend : **bxh=35x50cm**

- **vérification de la flèche:**

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit

- **les poutres des planchers terrasses** :

Dans la terrasse Ona de plancher corps creux, donc Ilya des poutres principales et des poutres secondaires

La portée maximale des poutres principales à une longueur de : **L_{max} = 5,59 m**

$$L = 5{,}59\,m > 5\,m \Rightarrow F_{limite} = \frac{L}{1000} + 0.5cm = 1.059\,cm$$

✓ **Charges revenantes à la poutre :**

✓ **Poids propre de la poutre** : Gp = 0.35 x 0.5 x 25 = 4,375KN/ml.

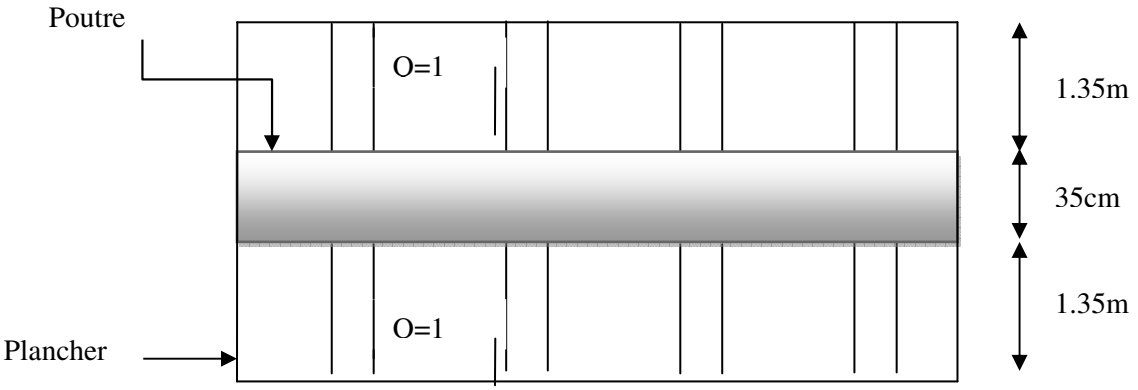


Fig.II.11. Charges supportées par la poutre principale (plancher terrasse)

✓ **Poids propre du plancher**:

$G_{plancher}$ =7,09x (1,35+1,35)=19,14KN/ml.

$Q_{plancher}$=1x(1,35+1,35)=2,7KN/ml

✓ **Poids total:** $q_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ =26,215 KN/ml.

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$F = \frac{5qL^4}{384\,EI}$ (Poutre sur deux appuis simples, et soumise à une charge Uniquement répartie « q »).

$I = bh^3/12$

F = 5x26,215 x $(5,59)^4$ / (384x10818,86x3,64) =0,00846 m

F = 8,46mm < F_{Limite}= 10,59mm. ……..La condition de la flèche est vérifiée

▪ **les poutres des planchers courants :**

Dans la plancher courant (plancher corps creux), Ilya des poutres principales et des poutres secondaires

La portée maximale des poutres principales à une longueur de : **L_{max} = 5,59 m**

$$L = 5,59\,m > 5\,m \Rightarrow F_{limite} = \frac{L}{1000} + 0.5cm = 1.059\,cm$$

❖ Charges revenantes à la poutre :

✓ **Poids propre de la poutre** : Gp = 0.35 x 0.5 x 25 = 4,375KN/ml.

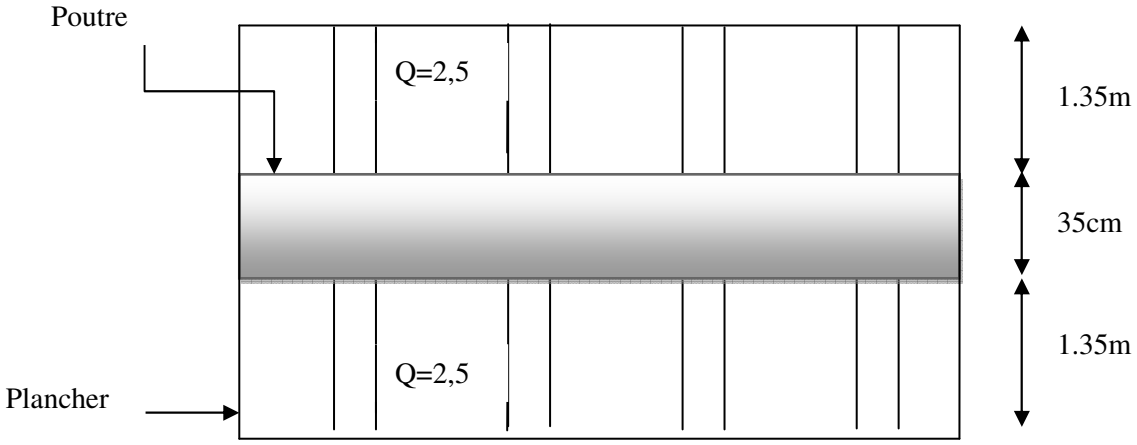


Fig.II.12. Charges supportées par la poutre principale (plancher terrasse)

✓ **Poids propre du plancher** :

$G_{plancher}$ =7,09x (1,35+1,35)=19,14KN/ml.

$Q_{plancher}$=2,5x(1,35+1,35)=6,75KN/ml.

✓ **Poids total:** $q_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ =30,26 KN/ml.

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$F = \frac{5qL^4}{384\ EI}$ (Poutre sur deux appuis simples, et soumise à une charge Uniquement répartie « q »).

$I = bh^3/12$

$F = 5x30,26\ x\ (5,59)^4 / (384x10818,86x3,64) = 0,00976$ m

$F = 9,76mm < F_{Limite} = 10,59mm$. …….La condition de la flèche est vérifiée

II.4.2.2. la salle de conférence:

❖ **poutre principale (№1)**

▪ **Détermination de "h":**

Si L la plus grande portée dans notre cas L = 19,30 m

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{1930}{15} < h < \frac{1930}{10} \Rightarrow 128,66 < h < 193cm$$

✓ **remarque :**

La section de la poutre principale est plus grande (h=129 cm) donc en utilise Le système des goussets pour diminue la section de la poutre (variation de l'inertie des poutres).

système de gousset :

dans le cas du béton arme, un changement de la section, comme celui indique sur le dessin de la poutre AB, ne peut être retenu pour le calcul des contraintes Normale a chaque abscisse. Les règlements imposent de prendre en compte, pour le calcul de la section fictives, raccordées aux sections minimales par des goussets fictifs pente de $\frac{1}{3}$.

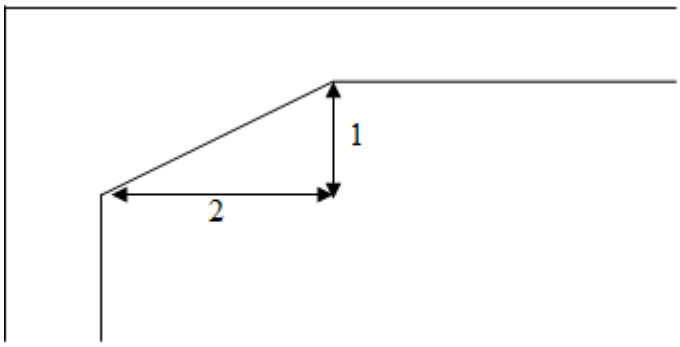


Fig.II.13. tème de gousset

- **calcul de gousset:**

La pente de gousset=1/3 →a= 3×h

⇨ a=3×1,75= 5,25m ⇨a=4m

⇨L_0 =19-2×(5,25)=8,5m

- **Détermination de "h_0":**

Si L la plus grande portée dans notre cas L_0 =8,5 m

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{850}{15} < h < \frac{850}{10} \Rightarrow 56{,}66 < h < 85cm$$

Nous opterons pour **h_0 = 80 cm.**

- **Détermination de b:**

0.3 h ≤ b ≤ 0.7 h ⇨ 24 cm ≤ b ≤ 56 cm.

Nous opterons pour **b = 55 cm.**

Et donc : $\begin{cases} h = 80cm \\ b = 55cm \end{cases}$

❖ **Selon le RPA 99Ver2003 pour la zone III:**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$
- Le rapport hauteur largeur doit être $\frac{h}{b} \leq 4$

❖ **Vérification :**

b=55 > 20 cm h=80 > 30 cm h/b = 1,45 < 4

⇨ Les conditions sont vérifiées.

On prend : **bxh=55x80cm**

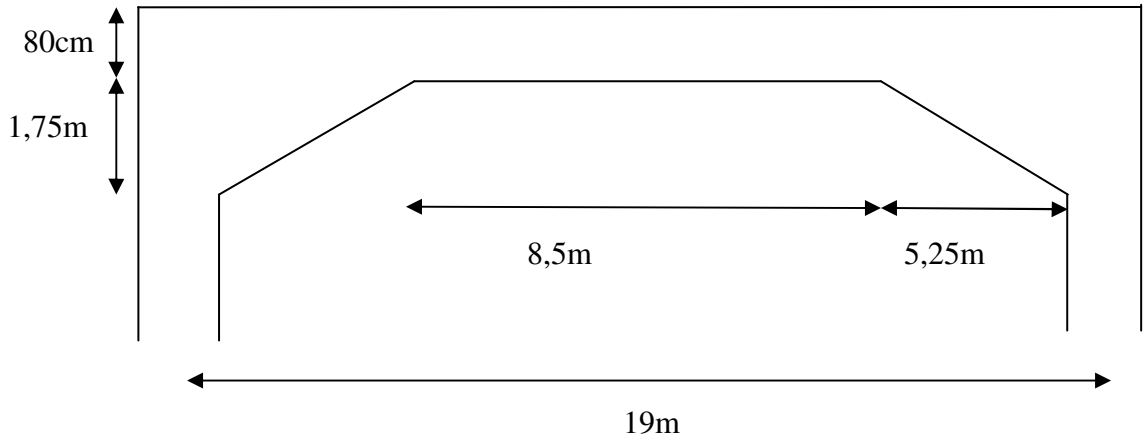


Fig.II.14. Dimensionnement de la poutre principale (La salle de conférence)

- **vérification de la flèche :**

  Dans la terrasse de la salle de conférence On a de plancher corps creux, donc Ilya des poutres principales

  La portée maximale des poutres principales à une longueur de : **L_{max} = 8,5 m**

  $$L = 10\,m > 5\,m \Rightarrow F_{limite} = \frac{L}{1000} + 0.5cm = 1.35\,cm$$

- **Charges revenantes à la poutre :**

  Poids propre de la poutre principale: Gpp = 0.55 x 0.8 x 25 = 11KN/ml.

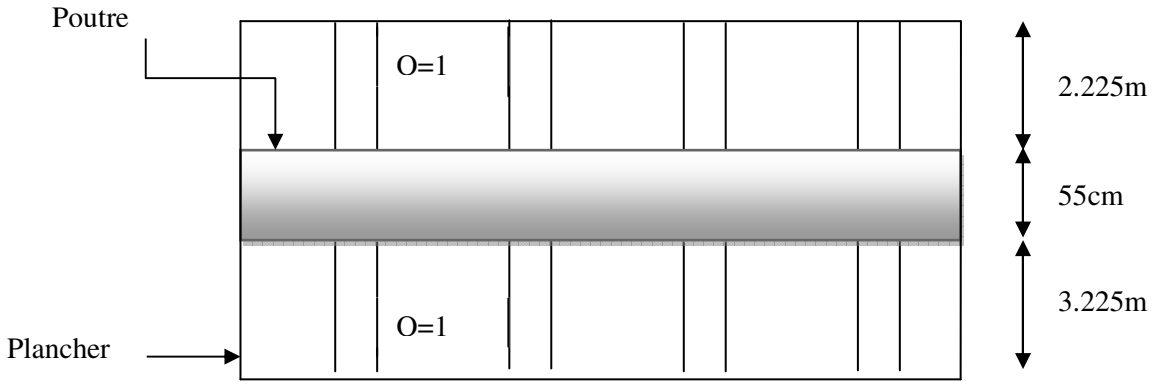


Fig.II.15. Charges supportées par la poutre principale№1 (S.C)

- ✓ **Poids propre du plancher** :

  $G_{plancher}$ =6,09x (3,225+2,225)+=33,19KN/ml.

  $Q_{plancher}$=1x(3,225+2,225)=5,45KN/ml

- ✓ **Poids total:** $q_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ =49,64 KN/ml.

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$F = \frac{5qL^4}{384\,EI}$ (Poutre sur deux appuis simples, et soumise à une charge Uniquement répartie « q »).

$I = bh^3/12$

$F = 5x49,64 \text{ x } (8,5)^4 / (384x10818,86x23,47) = 0,001329$ m

$F = 13,29mm < F_{Limite} = 13,5mm$. ……..La condition de la flèche est vérifiée.

❖ **poutre principale (№2)**

▪ **Détermination de "h":**

Si L la plus grande portée dans notre cas L = 8,5 m

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{880}{15} < h < \frac{880}{10} \Rightarrow 58,66 < h < 88cm$$

Nous opterons pour **h = 80 cm.**

Détermination de b :

$0.3\,h \le b \le 0.7\,h$ ⇨ $24\text{ cm} \le b \le 56\text{ cm}$.

Nous opterons pour **b = 55 cm.**

Et donc : $\begin{cases} h = 80cm \\ b = 55cm \end{cases}$

❖ **selon le rpa 99ver2003 pour la zone ıı i:**

La hauteur h de la poutre doit être : $h \ge 30cm$

La largeur b de la poutre doit être : $b \ge 20cm$

Le rapport hauteur largeur doit être $\frac{h}{b} \le 4$

❖ **vérification:**

b=55 > 20 cm h=80 > 30 cm h/b = 1,45 < 4

⇨ Les conditions sont vérifiées.

On prend : **bxh=55x80cm**

▪ **vérification de la flèche:**

La portée maximale des poutres principales à une longueur de : $\mathbf{L_{max} = 8,8\ m}$

$$L = 10\,m > 5\,m \Rightarrow F_{limite} = \frac{L}{1000} + 0.5cm = 1.38\,cm$$

▪ **charges revenantes à la poutre:**

Poids propre de la poutre principale: Gpp = 0.55 x 0.8 x 25 = 11KN/ml.

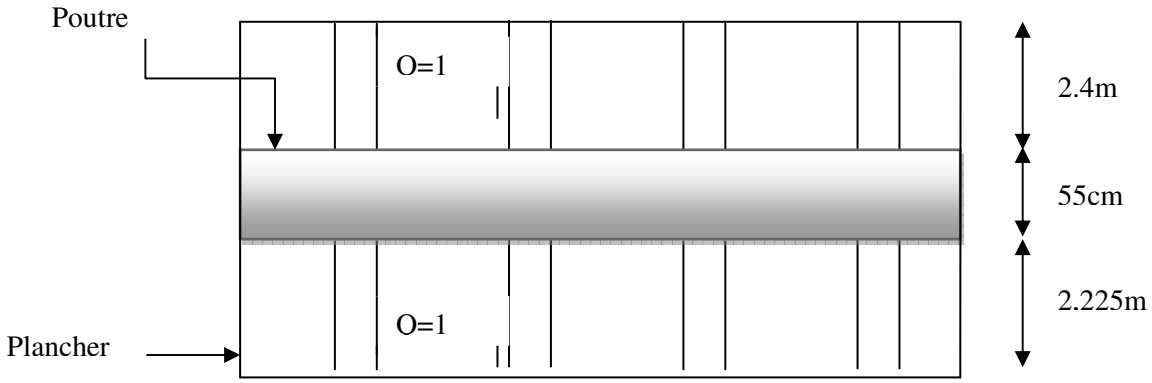


Fig.II.16. Charges supportées par la poutre principale№2 (S.C)

✓ **Poids propre du plancher** :

$G_{plancher}$ =6,09x (2,4+2,225)+=28,16KN/ml.

$Q_{plancher}$=1x(2,4+2,225)=4,625KN/ml

✓ **Poids total:** $q_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ =43,785 KN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$F = \frac{5qL^4}{384\,EI}$ (Poutre sur deux appuis simples, et soumise à une charge Uniquement répartie « q »).

$I = bh^3/12$

$F = 5x43,785 \times (8,8)^4 / (384x10818,86x23,47) = 0,001346$ m

$F = 13,46mm < F_{Limite} = 13,8mm$. ……..La condition de la flèche est vérifiée.

II.4.3. Poutre secondaire (non porteuse):

II.4.3.1. Blocs (A, B)

- **Détermination de "h":**

Si L la plus grande portée entre nues, dans notre cas L = 3,7 m

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{305}{15} < h < \frac{305}{10} \Rightarrow 20,33 < h < 30,5cm$$

Nous opterons pour **h = 40 cm.**

- **determination de b:**

0.3 h ≤ b ≤ 0.7 h ⇨ 12 cm ≤ b ≤ 30 cm.

Nous opterons pour **b = 30 cm.**

Et donc : $\begin{cases} h = 40cm \\ b = 30cm \end{cases}$

❖ **verification:**

b=30 > 20 cm h=40 > 30 cm h/b = 1,33 < 4

⇨ Les conditions sont vérifiées.

On prend : **bxh=30x40cm**

- **vérification de la flèche:**

La portée maximale des poutres secondaires à une longueur de : **L_{max} = 3,05 m**

$$L = 3{,}05\,m < 5\,m \Rightarrow F_{limite} = \frac{L}{500} = 6{,}1\,mm$$

- **Charges revenantes à la poutre:**
  - ✓ **Poids propre de la poutre :** Gp = 0.3 x 0.40 x 25 = 3.00KN/ml.
  - ✓ **Poids total:** $q_{tot} = G_p$ =3.00 KN/ml.

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{5qL^4}{384\,EI}$$

$I = bh^3/12$

$F = 5x3 \text{ x } (3{,}05)^4 / (384x10818{,}86x1{,}6) = 0{,}000195$ m

F = 0,195mm < F_{imite}= 6,1 mm. ……La condition de la flèche est vérifiée

II.4.3.2. La Salle de conférence:

- **Détermination de "h":**

Si L la plus grande portée entre nues, dans notre cas L = 7 m

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{700}{15} < h < \frac{700}{10} \Rightarrow 46{,}66 < h < 70cm$$

Nous opterons pour **h = 50 cm.**

- **Détermination de b:**

0.3 h ≤ b ≤ 0.7 h ⇨ 15 cm ≤ b ≤ 35 cm.

Nous opterons pour **b = 35 cm.**

Et donc : $\begin{cases} h = 50cm \\ b = 35cm \end{cases}$

❖ **vérification:**

b=35 > 20 cm h=50 > 30 cm h/b = 1,43 < 4

⇨ Les conditions sont vérifiées.

On prend : **bxh=35x50cm**

- **vérification de la flèche:**

Dans la terrasse de la salle de conférence Ona de plancher corps creux, donc Ilya des poutres secondaire

La portée maximale des poutres secondaire à une longueur de : **L_{max} = 7 m**

$$L = 5{,}59\,m > 5\,m \Rightarrow F_{limite} = \frac{L}{1000} + 0.5cm = 1.2\,cm$$

- **Charges revenantes à la poutre :**
  - ✓ **Poids propre de la poutre** : Gp = 0.35 x 0.5 x 25 = 4,375KN/ml.

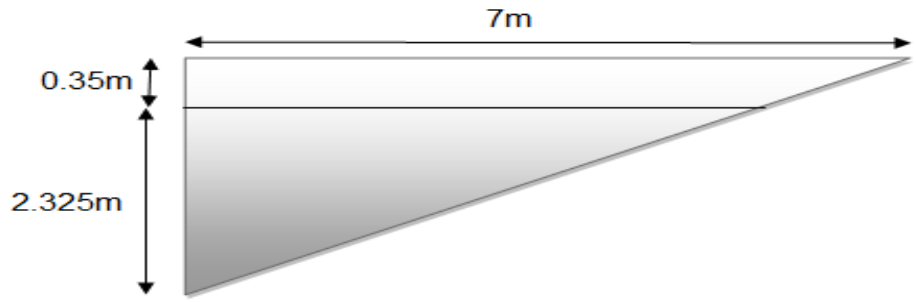


Fig.II.17. Charges supportées par la poutre secondaire (plancher terrasse)

✓ **Poids propre du plancher:**

La poutre de langueur L=7m est supporte une forme de charge **triangulaire**:

$G_{plancher}$ = 6,09x (2.675x7/2) = 57.02 KN9

Donc: la poutre est supporte une charge= (57.02/7) x2=8.15 (KN/m)

$Q_{plancher}$ = 5 x (2,675x7/2) =46.8 KN

Donc: la poutre est supporte une charge= (46.8/7) x2=6.7(KN/m)

✓ **Poids total:** $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ =19, 225 KN/ml.

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$F = \frac{5qL^4}{384\,EI}$ (Poutre sur deux appuis simples, et soumise à une charge Uniquement répartie « q »).

$I = bh^3/12$

$F = 5x19,225 \times (7)^4 / (384x10818,86x4,85) = 0,001145$ m

F = 11,45mm < F_{Limite}= 12mm. …….La condition de la flèche est vérifiée.

II.5. Predimensionnement des poteaux:

II.5.1. Introduction:

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Les poteaux sont pré dimensionnes sous charges verticales uniquement, soit Nu l'effort normal ultime applique au poteau le plus sollicite.

L'effort normal maximal obtenu par la descente de charges doit respecter **l'article B.8.4.1** du **CBA 93** qui exige l'inégalité suivante :

$$N_{ultime} \le \alpha \left[\frac{Br.F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

N_{ultime} : Effort normal maximal à l'ELU (N u = 1,35 G + 1,5 Q) calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

Br : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduite de

2 cm, [B r = (a - 0,02) (b – 0,02) m2].

F_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend F_{c28} = 25 MPa).

F_e: Contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend F_e = 400 MPa)

A_s : Section d'armatures dans le poteau égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

γ_b = 1,5 situation durable ou transitoire.

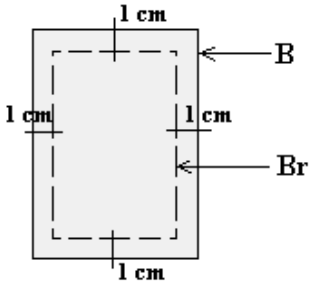
γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

γ_s = 1,15 situation durable ou transitoire.

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \qquad \text{Pour} \quad \lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \qquad \text{Pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$



λ : L'élancement d'EULER du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend L_f=0,7L_0=0,7 h_e

Pour éviter le flambement on fixe λ = 35

$\alpha = 0,708$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha\left[\frac{f_{C28}}{0,9\ \gamma_b} + \frac{A_s}{B}\frac{f_e}{\gamma_s}\right]} \; ; \quad B_r \geq 0,066\ N_u$$

II.5.2. Principes:

- Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant 3 types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.
- Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.5.3. étapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau .
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau .
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** » **[2]** .
- Vérifier la section à ELS.

❖ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA 99 version 2003 (zone III)**

- **Poteau rectangulaire ou carrée:**

$$\begin{cases} \text{Min (b, h)} \geq 30\ \text{cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq \dfrac{h_e}{20} cm \\ \dfrac{1}{4} < \dfrac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

- **Poteau circulaire :**

$$D \geq 35cm$$

$$D \geq \frac{h_e}{15}$$

Avec : b, h dimensions de la section

h_e : la hauteur de l'étage

D : diamètre de la section circulaire

❖ Vérification de la section trouvée a l'ELS selon le **BAEL 91 modifie 99**

De la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré aux l'ELS « N_S »qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_S}{B + n A_S} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28}$$

Avec : $N_S = G+Q$.

N_S : Effort normal pondéré à ELS tel que $N_S = G+ Q$

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation. Dans le cas ou la charge d'exploitation est la même pour tous les étages

B : Section de béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence $n = \dfrac{E_S}{E_b} = 15$

A_S : Section des armatures, supposée égale à 1%B

En replaçant dans l'équation ci-dessus les différents termes par leurs valeurs on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1{,}15B} \leq 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

- **Remarque :**

D'après l'article 7.4.1 dans l'RPA99 version 2003 :

Les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique

❖ **Dans notre projet on distingue deux types de poteaux :**

- Circulaires
- carrées

II.5.4. Descente des charges:

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.
Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les éléments porteurs verticaux les plus proches.
Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « D.T.R.B.C.22 » qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ».

II.5.5. Loi de digression:

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

$Q_0 + \frac{3+i}{2i}.\sum(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$ Donnée par « **BAEL 91 modifié 99** »

Avec : i: Nombre d'étage.
Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
$Q_1, Q_2, \ldots\ldots, Q_n$: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Tableau : II.5. Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	∑ surcharge	∑ surcharge (kN/m^2)
Terrasse	Q_0	$\sum_0=Q_0$	**1,00**
P10	Q_1	$\sum_1=Q_0+Q_1$	**6,00**
P9	Q_2	$\sum_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	**10.5**
P8	Q_3	$\sum_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	**14.5**
P7	Q_4	$\sum_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	**18.00**
P6	Q_5	$\sum_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	**21.00**
P5	Q_6	$\sum_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	**23.5**
P4	Q_7	$\sum_7=Q_0+0,7(Q_1+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_7)$	**25.5**
P3	Q_8	$\sum_8=Q_0+0,65(Q_1+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_8)$	**27.00**
P2	Q_9	$\sum_9=Q_0+0,60(Q_1+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_9)$	**28.00**
P1	Q_{10}	$\sum_{10}=Q_0+0,55(Q_1+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_{10})$	**28.5**

II.5.6. Calcul de la section:

- **Bloc (A)**
  - **Poteau central:**

S = 16,19 m^2

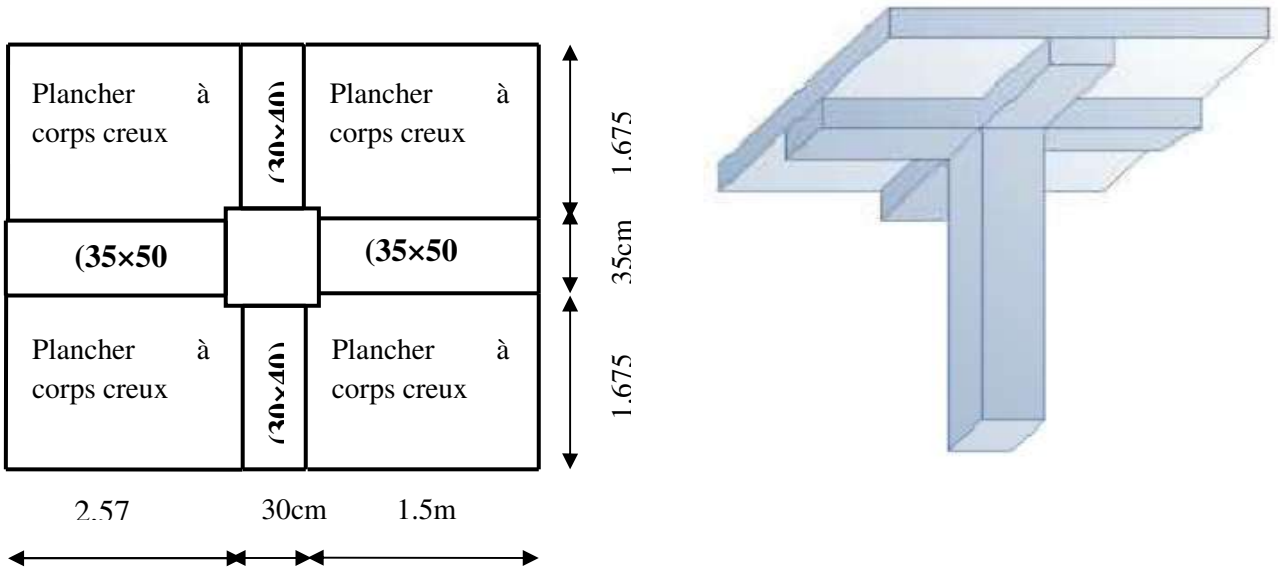


Fig.II.18. Les charges et surcharges de poteau de plancher terrasse (bloc A)

- **Détermination des charges:**
  - ✓ **Poids revenant au poteau du 10ème étage:**

- Poids du plancher ……..…… GxS=7,09x13,65=96,78 kN
- Poids du poteau ……..…….ρ_b x h_{pot} x a x b = 25x 3,54 x $(0,3)^2$= 7,965 kN
- Poids de la poutre principale ..... L_{pp} x h x bx $\rho_{b=}$ 4,075x 0,5x 0,35 x 25= 17,83kN
- Poids de la poutre secondaire.....L_{ps} x h x bx ρ_b= 3,35x0,4x0,30x25=9,99kN

G=132,565 kN

  - ✓ **poids revenant au poteau du 9ème étage:**

- Poids du plancher ……..……..……. 5,33 x13,65 = 72,75 kN
- Poids du poteau ……..…….ρ_b x h_{pot} x a x b = 25x 3,59 x $(0,3)^2$= 8,077 kN
- Poids de la poutre principale ……..…….....= 17,83 kN
- Poids de la poutre secondaire…….= 9,99 kN

g=108,647kN

G_9= G_{10} + g = **241,212 kN**

  - ✓ **Poids revenant au poteau du 8ème étage :**

Donc : G_8 = **G_9** + $G_{étage}$ = 349,859 kN

  - ✓ **Poids revenant au poteau du 7ème étage :**

G_7 = **G_8** + $G_{étage}$ = 458,506 kN

  - ✓ **Poids revenant au poteau du 6ème étage :**

G_6 = **G_7** + $G_{étage}$ = 567,153 kN

- ✓ **Poids revenant au poteau du 5ème étage :**
  $G_5 = \mathbf{G_6} + G_{étage} = 657{,}8$ kN
- ✓ **Poids revenant au poteau du 4ème étage :**
  $G_4 = \mathbf{G_5} + G_{étage} = 784{,}447$ kN
- ✓ **Poids revenant au poteau du 3ème étage :**
  $G_3 = \mathbf{G_4} + G_{étage} = 893{,}094$ kN
- ✓ **Poids revenant au poteau du 2ème étage :**
  $G_2 = \mathbf{G_3} + G_{étage} = 1001{,}741$ Kn
- ✓ **Poids revenant au poteau du 1er étage :**
  $G_1 = \mathbf{G_2} + G_{étage} = 1110{,}388$ kN
- ✓ **Poids revenant au poteau du RDC :**
  $G_{RDC} = \mathbf{G_1} + G_{étage} = 1219{,}035$ kN.

Tableau : II.6. Choix des sections des poteaux centraux

niveaux	n_g (kn)	n_q (kn)	n_u (kn)	br (cm^2)	a (cm)	rpa (cm^2)	le choix	n_{ser} (kn)	σ_{ser} (mpa	vérif
p10	132,56	16.19	203.2	147,89	14,16	30x30	30x30	148.76	1,58	ok
p9	241,21	97.14	471.3	306,76	19,51	30x30	30x30	338.99	3,26	ok
p8	349,85	169.95	727.3	468,34	23,64	30x30	30x30	519.85	4,97	ok
p7	458,50	234.75	971.1	632,44	27,15	30x30	30x30	693.26	6,71	ok
p6	567,15	291.14	1202.3	799,68	30,28	30x30	35x35	858.3	6,23	ok
p5	657,8	339.9	1380.0	969,43	33,14	30x30	35x35	997.79	7,57	ok
p4	784,44	380.46	1629.7	1141,9	35,8o	30x30	40x40	1164.9	6,83	ok
p3	893,09	412.84	1824.9	1321,39	38, 35	30x30	40x40	1 305.9	7,92	ok
p2	1001,7	437.13	2008	1507,97	40,83	30x30	45x45	1438.87	7,14	ok
p1	1110,3	453.32	2179	1702,15	43,26	30x30	45x45	1563.71	8,07	ok
rdc	1219,0	461.41	2337.8	1902,78	46,62	30x30	50x50	1680.45	7,31	ok

- **vérification de l'effort normal réduit:**

On doit vérifier cette relation :

$$\gamma = \frac{Nser}{BXFc28} \leq 0{,}3$$

Tableau : II.7. Vérification de l'effort normal

niveaux	b (cm^2)	γ	vérification	choix (cm^2)	γ	vérification
p10	30x30	0,038	ok	30x30	-	-
p9	30x30	0,064	ok	30x30	-	-
p8	30x30	0,091	ok	30x30	-	-
p7	30x30	0,12	ok	30x30	-	-
p6	30x30	0,14	ok	30x30	-	ok
p5	30x30	0,17	ok	30x30	-	ok
p4	30x30	0,19	ok	30x30	-	ok
p3	30x30	0,22	ok	30x30	-	ok
p2	30x30	0,24	ok	30x30	-	-
p1	30x30	0,29	ok	30x30	-	ok
rdc	30x30	0,32	non	35x35	0,23	ok

- **Poteau circulaire:**

L'article 7.4.1 de l' RPA99 exige pour la zone III

$$\begin{cases} D \geq 35\ cm \\ D \geq \frac{he}{15} \\ 4\ Br = \pi\ (D - 0.02)^2 \end{cases}$$

$$D = \sqrt{\frac{4Br}{\pi}} + 2cm$$

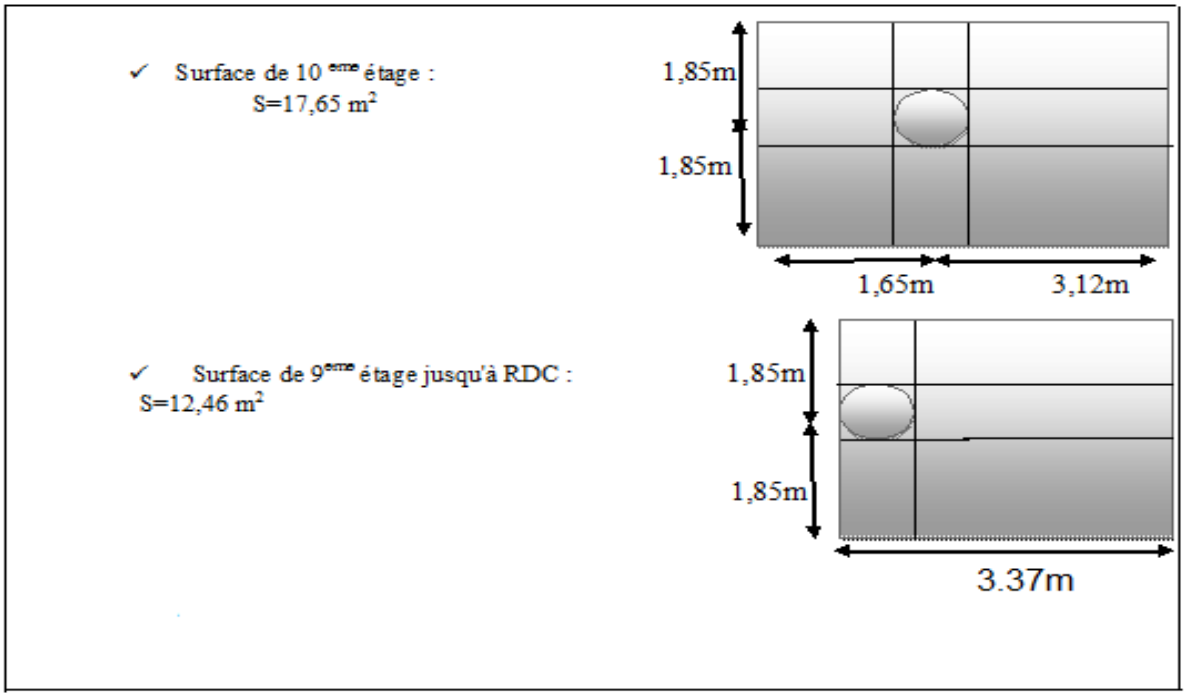


Fig.II.19. Poteau circulaire plus sollicite

- **détermination des charges:**

✓ **Poids revenant au poteau du 10ème étage :**

- Poids du plancher ……..…… GxS=6,19x 17,65 =109,25 kN
- Poids du poteau ……..……ρ_b x h_{pot} x π D^2 /4= 25x 3,54 x 3,14x$(0,35)^2$/4= 8,51 kN
- Poids de la poutre principale ..... L_{pp} x h x bx $\rho_{b=}$ 4,4 x 0,50x 0,35 x 25= 19,25 kN
- Poids de la poutre secondaire.....L_{ps} x h x bx ρ_b= 3,4x0,4x0,30x25=10,2 kN

G=147,67 kN

✓ **Poids revenant au poteau du 9ème étage :**

- Poids du plancher ……..…..…… 5,22 x 17,65 = 84,5 kN
- Poids du poteau ……..……...……...= 8,51 kN
- Poids de la poutre principale ……..…….....= 19,25kN
- Poids de la poutre secondaire…… ..…….= 10,2 kN

g=122,92 Kn

G_9= G_{10} + g = 270,59 kN

✓ **Poids revenant au poteau du 8ème étage :**

- Poids du plancher …….……...……. 5,22 x 12,46= 65,04 kN
- Poids du poteau ……..……...= 8,51 kN
- Poids de la poutre principale ……..…….....= 18,81kN
- Poids de la poutre secondaire…….= 11,1 kN

g=103,46 kN

$G_8 = \mathbf{G_9} + g = 374,57$ kN

✓ **Poids revenant au poteau du 7ème étage :**
$G_7 = \mathbf{G_8} + g = 477,51$ kN

✓ **Poids revenant au poteau du 6ème étage :**

✓
$G_6 = \mathbf{G_7} + g = 580,97$ kN

✓ **Poids revenant au poteau du 5ème étage :**
$G_5 = \mathbf{G_6} + g = 684,43$ kN

✓ **Poids revenant au poteau du 4ème étage :**
$G_4 = \mathbf{G_5} + g = 891,35$ kN

✓ **Poids revenant au poteau du 3ème étage :**
$G_3 = \mathbf{G_4} + g = 994,81$ kN

✓ **Poids revenant au poteau du 2ème étage :**
$G_2 = \mathbf{G_3} + g = 1098,27$ kN

✓ **Poids revenant au poteau du 1er étage :**
$G_1 = \mathbf{G_2} + g = 1201,73$ kN

✓ **Poids revenant au poteau du RDC :**
$G_{RDC} = \mathbf{G_1} + g = 1305,19$ Kn.

Tableau : II.8. Choix des sections des poteaux circulaires

niveaux	n_g (kn)	n_q (kn)	n_u (kn)	br (cm^2)	d (cm)	rpa (cm)	le choix	n_{ser} (kn)	σ_{ser} (mpa)	vérifi
p10	147,67	17,65	225,83	147,89	15,25	35	35	165,32	1,08	ok
p9	270,59	105,9	524,15	285,30	21,06	35	35	376,49	2,23	ok
p8	374,57	130,83	701,91	431,44	25,44	35	35	505,4	3,36	ok
p7	477,51	180,67	915,64	573,58	29,03	35	35	658,18	4,47	ok
p6	580,97	224,28	1121,3	711,71	30,28	35	35	805,25	5,55	ok
p5	684,43	261,66	1316,36	845,84	34,82	35	35	946,09	6,60	ok
p4	891,35	286,58	1633,19	975,97	37,27	35	40	1177,93	5,83	ok
p3	994,81	317,73	1819,59	1106,00	39,53	35	40	1312,54	6,61	ok
p2	1098,2	336,42	1987,29	1236,04	41,68	35	45	1434,69	5,84	ok
p1	1201,7	348,88	2145,66	1366,45	43,72	35	45	1550,61	6,46	ok
Rdc	1305,1	355,11	2294,67	1496,43	45,66	35	50	1660,3	5,73	ok

● **vérification de l'effort normal:**

On doit vérifier cette relation :

$$\gamma = \frac{Nser}{BXFc28} \leq 0,3$$

Tableau : II.9. Vérification de l'effort normal

niveaux	d (cm)	γ	vérification	choix (cm)	γ	vérification
p10	35	0,05	ok	35	-	-
p9	35	0,107	ok	35	-	-
p8	35	0,154	ok	40	-	-
p7	35	0,21	ok	40	-	ok
p6	35	0,255	ok	40	-	-
p5	40	0,303	non	45	0,23	ok
p4	40	0,27	ok	45	-	ok
p3	45	0,24	ok	45	-	ok
p2	45	0,27	ok	55	-	ok
p1	45	0,297	non	55	-	ok
rdc	50	0,26	ok	60	-	ok

❖ **Bloc (B):**

▪ **poteau plus sollicité:**

S1 = 3,53 m^2

S2= 1,26 m^2

S=S1+S2=4,79 m^2

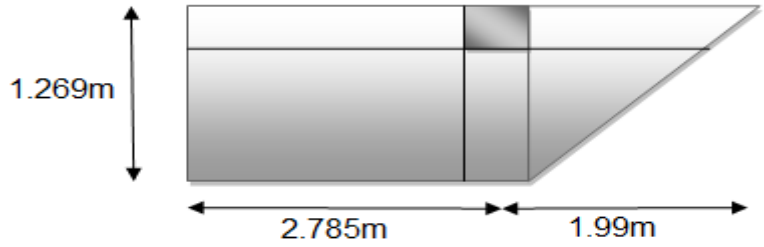


Fig.II.20. Poteau plus sollicite (Bloc B)

● **détermination des charges:**

✓ **Poids revenant au poteau du 1er étage:**

- Poids du plancher ……..…… GxS=7,09x4,79=33,96 kN
- Poids du poteau ……..…ρ_b x h_{pot} x a x b = 25x 3,54 x $(0,3)^2$= 7,965 kN
- Poids de la poutre principale ..... L_{pp} x h x bx $\rho_{b=}$ 4,17x 0,5x 0,35 x 25= 18,2Kn4
- Poids de la poutre secondaire.....L_{ps} x h x bx ρ_b= 1x0,4x0,30x25=3kN

G_1=63,13 kN

✓ **Poids revenant au poteau du RDC:**

- Poids du plancher ……..……..…… 5,33 x4,79 = 25,03 kN
- Poids du poteau ……..…ρ_b x h_{pot} x a x b = 25x 3,59 x $(0,3)^2$= 8,077 kN
- Poids de la poutre principale ……..…….....= 18,2 kN
- Poids de la poutre secondaire…….= 3 kN

g=54,31kN

G_{RDC} = **G_1 +** g = 117,44 Kn

Tableau : II.10. Choix des sections des poteaux

niveaux	n_g (kn)	n_q (kn)	n_u (kn)	br (cm^2)	a (cm)	rpa (cm)	le choix	n_{ser} (kn)	σ_{ser} (mpa)	vérifi
p1	**63,13**	4,79	99,73	147,9	15,25	30	40	67,92	0,84	ok
p_{rdc}	117,4	28,7	201,7	285,3	21,06	30	40	146,1	1,4	ok

- **Vérification de l'effort normal:**

On doit vérifier cette relation :

$$\gamma = \frac{Nser}{BXFc28} \leq 0,3$$

Tableau : II.11. Vérification de l'effort normale

Nive_aux	B (cm^2)	γ	vérification
P1	40x40	0,038	OK
P_{RDC}	40x40	0,064	OK

- **la salle de conférence:**

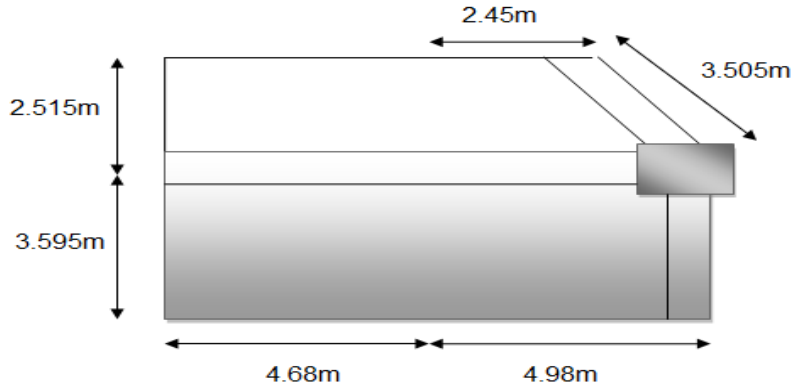


Fig.II.21. Poteau plus sollicite (salle de conférence)

S=34,75+18,06+4,41=57,22m^2

- **détermination des charges:**
  - ✓ **Poids revenant au poteau du RDC:**

- Poids du plancher ……..…… GxS=6,09x57,22=348,47 kN
- Poids du poteau ……ρ_b x h_{pot} x a x b = 25x 4,94 x $(0,3)^2$= 11,115 kN
- Poids de la poutre principale ..... L_{pp} x h x bx $\rho_{b=}$ 9,17x 0,55x 0,8 x 25= 100,9Kn4
- Poids de la poutre secondaire.....L_{ps} x h x bx ρ_b= 7,1x0,5x0,35x25=31,06kN

G_{RDC}=491,5KN

Tableau : II.12. Choix des sections des poteaux carrés

niveaux	n_g (kn)	n_q (kn)	n_u (kn)	br (cm^2)	a (cm)	rpa (cm)	le choix	n_{ser} (kn)	σ_{ser} (mpa)	vérifi
p_{rdc}	491,5	57,22	749,4	285,30	21,06	30	35	548,7	5,32	ok

● **Vérification de l'effort normal :**

On doit vérifier cette relation :

$$\gamma = \frac{Nser}{BXFc28} \leq 0$$

Tableau : II.13. Vérification de l'effort nor

Nive_ aux	B (cm^2)	γ	vérification
P_{RDC}	35x35	0,23	OK

II.5.7. choix final des sections des poteaux:

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux « **RPA 99** » .

Notre choix final des sections des poteaux est regroupé dans le tableau suivant :

- **bloc (a)**
  - **les poteaux carrés:**

Tableau : II.14. choix final des sections des poteaux carrés

Etages	Sections carrées (cm^2)
$10^{ème}$	35x35
$9^{ème}$	35x35
$8^{ème}$	35x35
$7^{ème}$	40x40
$6^{ème}$	40x40
$5^{ème}$	45x45
$4^{ème}$	45x45
$3^{ème}$	50x50
$2^{ème}$	50x50
1^{er}	55x55
RDC	55x55

- **les poteaux circulaire:**

Tableau : II.15. choix final des sections des poteaux circulaire

etages	diamètre (cm)
10ème	45
9ème	45
8ème	45
7ème	50
6ème	50
5ème	55
4ème	55
3ème	60
2ème	60
1er	65
rdc	65

❖ **bloc (b):**

Tableau : II.16. choix final des sections des poteaux carrés

Etages	Sections carrée (cm^2)
1er	40x40
RDC	40x40

❖ **La salle de conférence:**

Tableau : II.17. choix final des sections des poteaux carrés

Etages	Sections carrée (cm^2)
RDC	40x40

II.6. Les voiles:

II.6.1. Introduction:

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'une autre part a reprendre les efforts verticaux (p p) qu'il transmit aux fondations.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L≥4a, dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : Longueur du voile

a : L'épaisseur du voile

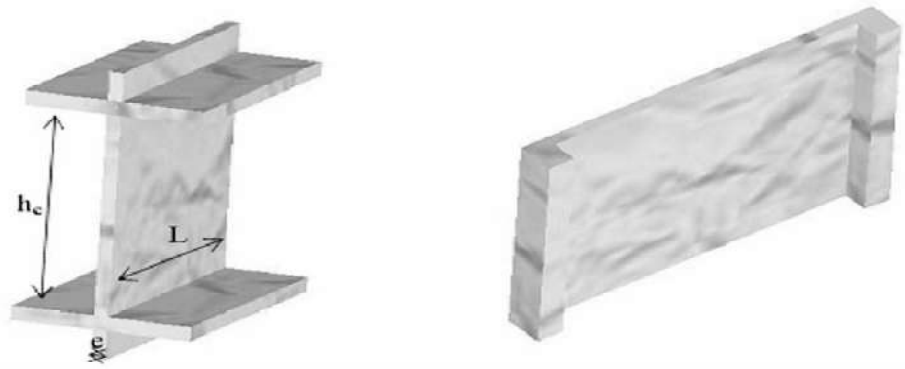


Fig.II.22. Coupe de voile en élévation

D'après le RPA 99 article7.7.1 L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

On a : He= 3 ,74-0,5=3,24m

e≥ max (emin ; he/25, he/22; he/20) =16,2 cm

d' où: e≥ max (15 ; 12,96 , 14,72 ; 16 ,20

On adopte des voiles de 20 cm

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotere:

III.1.1.Definition:

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur

III.1.2. Calcul des charges sollicitant l'acrotere:

III.1.2.1. Charge permanente:

La surface de l'acrotère :
$S = 0,1\times0,6 +(0,08+0,1)\times0,1/2 = 0,069\ m^2$

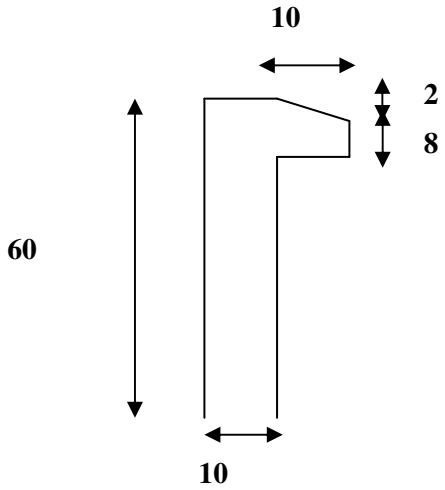


Fig.III.1. Dimensions de l'acrotère

-Poids propre de l'acrotère :……25×0,069 = 1,73 kN/ml
-Revêtement : …...…18× 1.5 × 0.02 =0,54 kN/ml

G=2,27 kN/ml

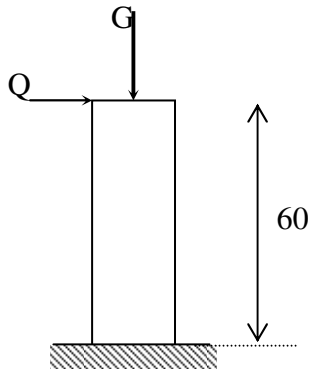


Fig.III.2. Schéma statique de l'acrotère

III.1.2.2. Charge d'exploitation:

On prend on considération l'effet de la main courante

D'où Q_m = 1,00 kN/ml

- L'action des forces horizontales est données par :
  - **$F_p = 4 A C_p W_p$ …….. (6.3)**

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage; groupe 1B ……**A= [0,30].**

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)…… **[C_p=0,8].**

W_p : Poids de l'acrotère.

Avec :

- **Q_u=Max (1,5Q_M ; F_p)**.

F_P = 4.(0,3).(0,8).2,27 = 2,18 (kn/ml)

- **Q_u = Max (1.5 ; 2.18) Q_u = 2.18 kn/**

III.1.3.Calcul des efforts:

❖ **A L'E.L.U**

N_U = 1,35 G = 1,35 × 2,27 = 3,06 kN

M_U = 1,5 Q h = 1,5 × 1 ×0,60 = 0,9 kN.m

T_U = 1,5 Q = 1,5 × 1 = 1,5 kN

❖ **A L'E.L.S**

N_S = G = 2,27 kN

M_S = Q h = 1 ×0,60 = 0,60 kN.m

T_U = Q = 1 kN

III.1.4. Ferraillage de la section de l'acrotere:

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

données :

h = 10 cm ; b =100cm , f_{c28} =25 MPa , M_U= 0,9 kN.m , N_U = 3,06 kN , σ_b =14,2MPa, Fe=400 MPa, e = 2 cm

d = 0,9 h = 9 cm

c = c' = 2,5 cm

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,06} = 29,41cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,6cm$$

On a $e_0 = 31,04\,\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 2,6cm \Rightarrow$ Section Partiallement Comprimee

Donc : $M_F = N_U$ x e avec $e = e_0 + (h/2 - c) = 32{,}01$ cm = 0.32 m
D'où : $M_F = 0{,}98$ kNm
D'après l'organigramme I: $M=M_F = 0{,}98$ kN.m
$\mu = 0{,}076 < \mu_l = 0.392$

donc $\beta = 0.960 \Rightarrow A_1 = \dfrac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}}$

$\Rightarrow A_1 = 0.28 cm^2$

N : effort de compression, alors :

$A = A_1 - \dfrac{N}{\sigma_s} \Rightarrow A = 28 - 3.06.10^3/347.82$

$\mu < 0{,}186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\%$ d'où $\sigma_s = 348$ MPa

$\Rightarrow A_S = 28\ mm^2$

D'où

$A_1 = A_S'$ et $A = A_1 - \dfrac{N}{\sigma_s} \Rightarrow A = 19.2\ mm^2$.

On obtient : $A_1 = 0$ et $A_2 = 0{,}19 cm^2$

- **condition de non fragilite:**

$A_{s\,min} \geq 0{,}23\ b\ d(f_{t28} / f e) = 0{,}23 \times 100 \times 90 \times (2{,}1/400) = 1{,}08\ cm^2$

On prend $A_S = \max(A_2 ; A_{min}) = 1{,}08\ cm^2$

La section choisie est **4HA8** avec $A_S = 2{,}01\ cm^2$

- **armature de repartition:**

$$\frac{A_S}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0{,}500 \leq A_r \leq 1{,}005 \quad cm^2$$

La section choisie est A_r= **4HA6** = 1,13 cm^2

- ✓ **Espacement :**

  St=25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

  $S_{rép}$=25 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1.5. VERIFICATION A L'ELS:

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS .voir Annexe)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1{,}308}{1{,}836} = 0{,}7124\ m \text{ on prend } e_0 = 71{,}2 cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 2{,}5\,\text{cm}$$

On a $e_0 = 71{,}2 cm > \dfrac{h}{2} - c = 2{,}5\,\text{cm} \Rightarrow$ SPC

Egalement, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \dfrac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $B_o = b.\ h + 15\ (A + A') \Rightarrow B_o = 1030,15 cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\ (A\ c + A'd)] \Rightarrow \upsilon_1 = 4,92$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \boldsymbol{\upsilon_2} = 5,08$ cm.

$I_G = \frac{b}{3}\ (\upsilon_1^{\ 3} + \upsilon_2^{\ 3}\ ) + 15\ [A\ (\upsilon_2 - c)^2 + A'\ (\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I_G = 8556,28 cm^4$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1.63$ cm**.**

Donc: $e_0 = 71,2cm \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1,63$ cm.

Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où :

$\sigma_b = k.y_1$ Avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante :

$y_2^{\ 3} + py_2 + q = 0$……."*" Tels que:

y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$$

$$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c') - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **$C = h/2 - e_0 = -66,2cm < 0$**".

- ✓ **Application numérique** :

$$\begin{cases} p = -13020,06 cm^2 \\ q = 569731,21 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^{\ 3} - 1390,85\, y_2 + 569731,21 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -23,97x10^8 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,996 \Rightarrow \varphi = 175,21° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 131,75 \end{cases}$$

Les racines de l'équation "*" sont: $y_2 = \begin{cases} 50,78\,\text{cm} \\ -96,88\,\text{cm} \\ 46,10\text{cm} \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc: $\begin{cases} y_2 = 50,78\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 01,97\text{cm} \end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right] = 30,33 cm^3.$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{2,23}{30,33} = 0,073\,(N/mm^3).$$

Donc : $\sigma_b = k y_1 = (0,073 \times 19,7) = \mathbf{1,44} < \overline{\sigma}_b = 0,6\, f_{c28} = 15$ MPa……. **(c.v).**

Et : $\sigma_s = 15\, k\, (d - y_1) = 15 \times 0,073\, (76 - 19,7) =$ **61,64 MPa.**

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\,\text{MPa}\,;\, 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$$

$\sigma_s = 61,64\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633\,\text{MPa}$ **……. (c.v).**

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U

III.1.6. VERIFICATION AU CISAILLEMENT:

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par :

-Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible donnée en fonction de l'inclinaison des armatures transversales. Le préjudice de la fissuration devra aussi être considéré.

-Comme pour le calcul de l'acrotère, la fissuration étant préjudiciable, la contrainte est donnée par :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0,15 . f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{ MPa}\right] = 2,5\text{ MPa}.$$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{3,21 \text{x} 10^3}{1000 \text{x} 76} = 0,042$ MPA .donc : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

-Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

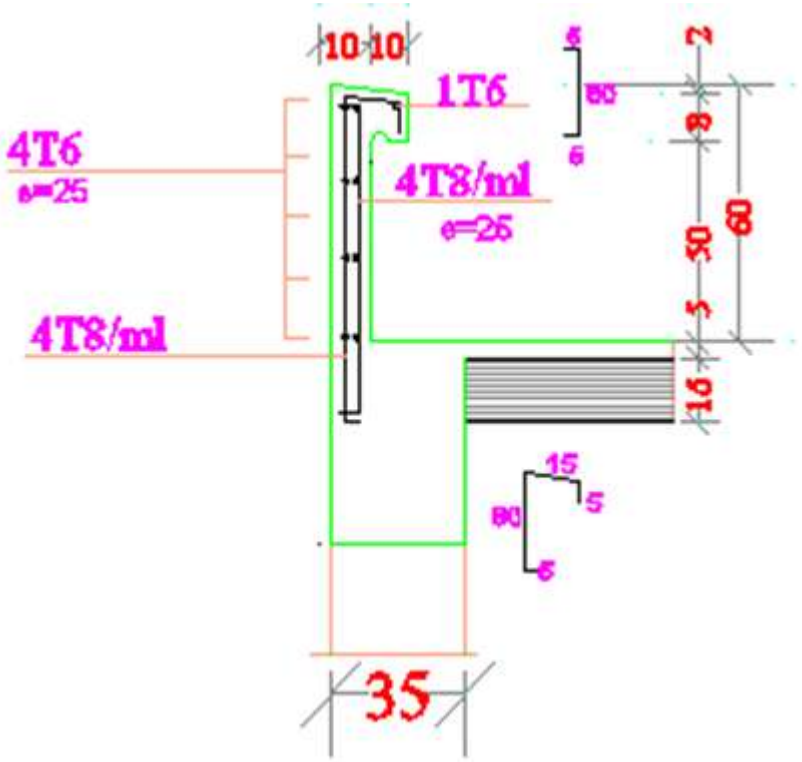


Fig.III.3. Ferraillage de l'acrotère

III.2. Escalier:

III.2.1. Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.
Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.2.2. Definition des éléments d'un escalier:

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.
g : Largeur de la marche.
L : Longueur horizontale de la paillasse.
H : Hauteur verticale de la paillasse

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir 2h+g=64
On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$2h+g=64$ …… (1)
$n \times h = H$ …… (2)
$(n-1)g=L$ …… (3)

Avec :
n : Le nombre des contre marches
(n-1) : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :
$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$
Avec : n : La racine de l'équation

III.2.3.Dimensionnement:

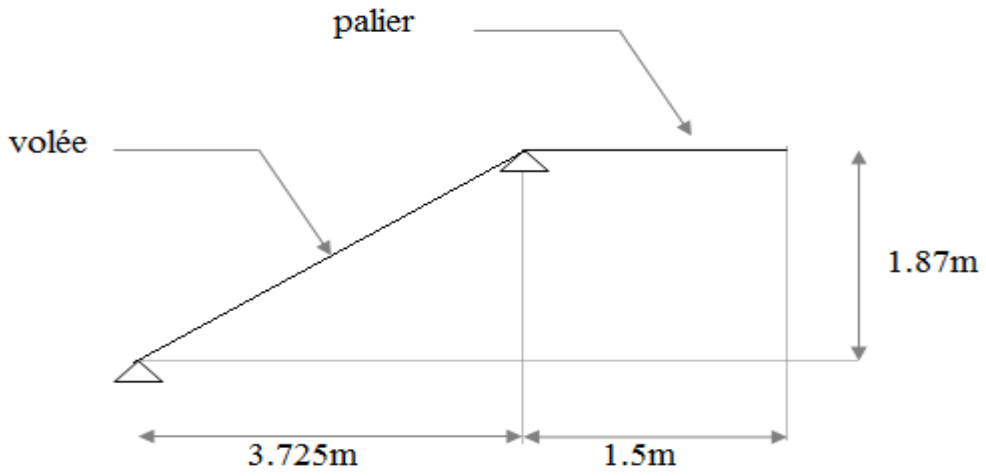


Fig.III.4. Schéma statique de l'escalier

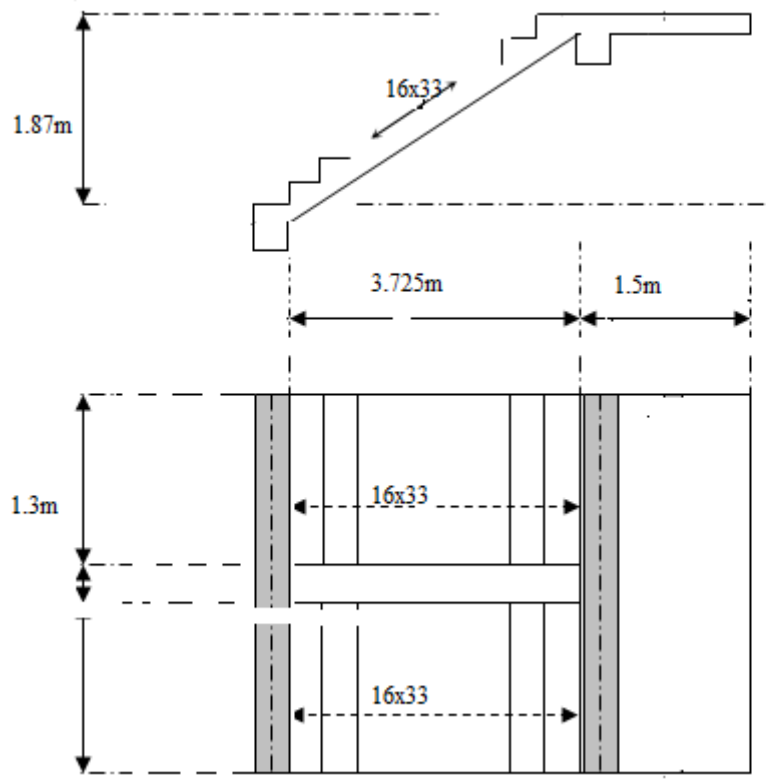


Fig.III.5. Plan de coffrage de lescalier detage courant

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$64n^2 - 768n + 374 = 0$

Solution :

$n_1 = 0{,}48$……..refusée.

$n_2 = 12.18$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche …….. n=12
- le nombre des marches ……n-1=11

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0{,}156m = 16cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0{,}33m = 33cm$$

✓ **Vérification de l'équation de « blondel » :**

$$\begin{cases} (59 \le (g + 2h) \le 66)\text{cm} \\ (16 \le h \le 18)\text{cm} \\ (22 \le g \le 33)\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 65cm \\ h = 16cm \\ g = 33cm \end{cases}$$ Vérifiée

✓ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse:**

$$\frac{1}{30} \le e \le \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \quad 13{,}86 \le e \le 20.8cm$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{(3{,}725)^2 + (1{,}87)^2} = 4{,}16m$$

On prend donc l'épaisseur *e=15 cm*

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

✓ **Angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{187}{372.5} = 0{,}5 \Rightarrow \alpha = 26{,}65°$$

✓ **Longueur de la paillasse « L_0 »:**

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{372.5}{\cos 26.65} = 416.77 \text{ cm}$$

$L_{total} = 416.77 + 150 = 566.77$ cm

III.2.4.Evaluation des charges:

III.2.4.1. Charges permanentes du palier:

- Carrelage *(e=2cm)* …… *0,50KN/m²*
- Mortier de pose *(e=2cm)* …….. *0,40KN/m²*
- Lit de sable *(e=3cm)* …… *0,54KN/m²*
- Dalle pleine *(e=15cm)* ……..*3,750KN/m²*
- Enduit en ciment *(e=2cm)* ……*0.36KN/m²*

G_2=5,55KN/m²

III.2.4.2. Charge d'exploitation: Q2=2,50KN/m²

III.2.4.3. Charges permanentes du paillasse:

- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25\times0,15}{\cos 31,1}\right)$ = …… *4,38KN/m²*
- Carrelage *(e=2cm)* …… *0,50KN/m²*
- Mortier de pose *(e=2cm)* …….. *0,40KN/m²*
- Poids propre de la marche $\frac{25\times0,17}{2}$ = …… *2,13KN/m²*
- Garde corps ……*1,00KN/m²*
- Enduit en ciment *(e=2cm)* ……*0,36KN/m²*

G_1=8,77KN/m²

III.2.4.4. Charge d'exploitation:

Q_1=2,50KN/m²

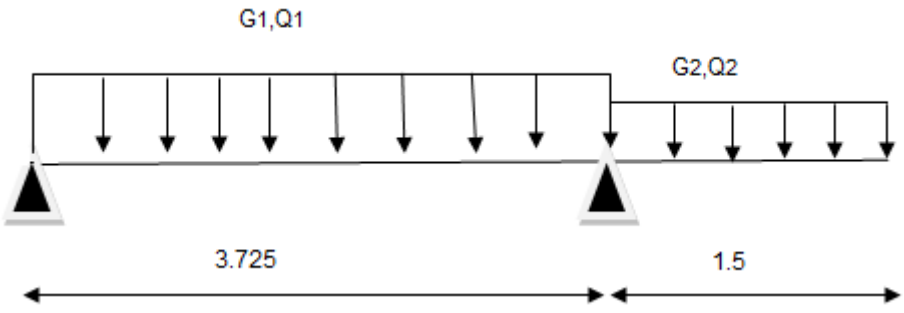


Fig.III.6. SCHÉMA STATIQUE

III.2.5.Combinaison des charges:

- **E.L.U :**

$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$

$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$

- **E.L.S :**

$q_{ser1}=G_1+Q_1$

$q_{ser2}=G_2+Q_2$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau : III.1. Charge à l'ELU et l'ELS

	q_2 *(KN/ml) pal*	q_1 *(KN/ml) pail*
ELU	11,24	15,59
ELS	8,05	11,27

- **A l'E.L.U:**

$R_A = 25,64$ KN ; $R_B = 49,28$ KN ;

✓ **Effort tranchant :**

Pour $0\text{ m} \le x \le 3,725$ m: $T(x) = 25,64 - 15.59(x)$

Pour $0 \le x \le 1.5$ m: $T(x)= 11,24x$

✓ **Moment fléchissant:**

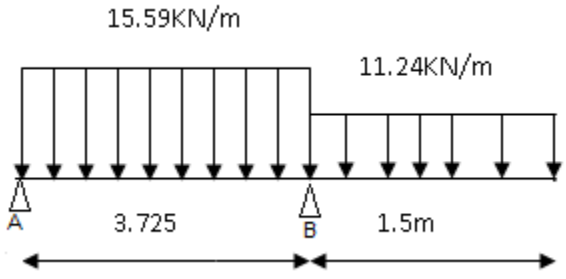
Pour$0\text{m} \le x \le 3.725$ m: $M(x) = 25,64.(x) - 15,59.(x)^2 / 2$

Pour $0 \le x \le 1.5$ m: $M(x)=- 11,24\ x^2/2$

La position du moment max se trouve dans l'intervalle: $0\text{ m} \le x \le 3,725$ m.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow 25.64 - 15.59(x) = 0 \Rightarrow x = 1,64\text{ m}$$

D'où: $M_{max} = M(x = 1,64) = 21.08\text{KNm}$



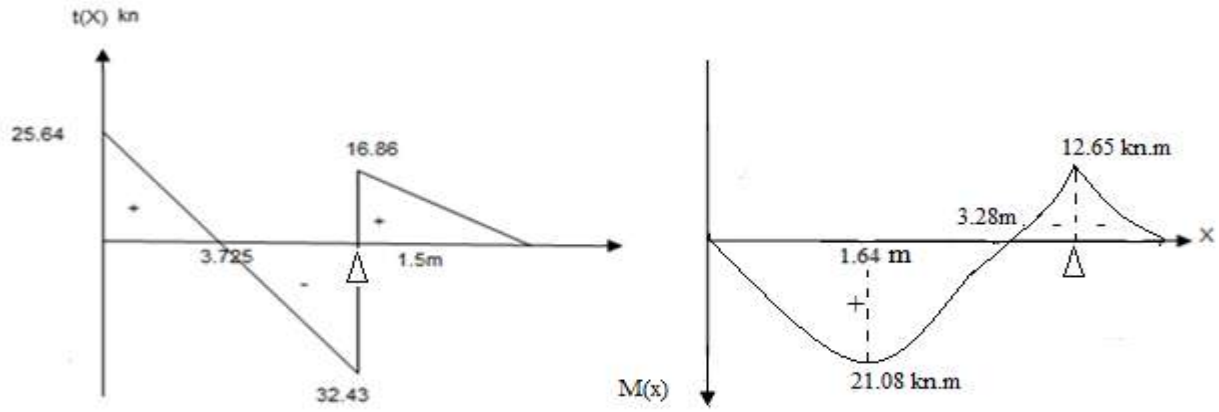


Fig.III.7. Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U

- **A l'E.L.S:**

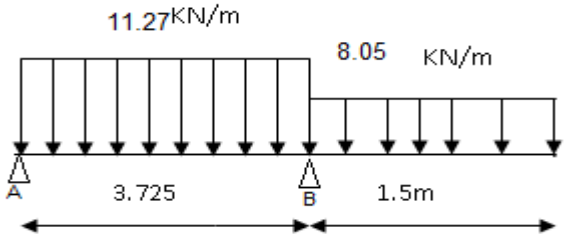
$R_A = 18,6$ KN ; $R_B = 35,4$ KN ;

✓ **Moment fléchissant :**

Pour $0m \le x \le 3.725$ m: $M(x) = 18,6(x) - 11,27(x)^2 / 2$

Pour $0 \le x \le 1.5$ m: $M(x) = -8,05\ x^2/2$

D'où : $M_{max} = M(x = 1.64) = 15,34$ KNm



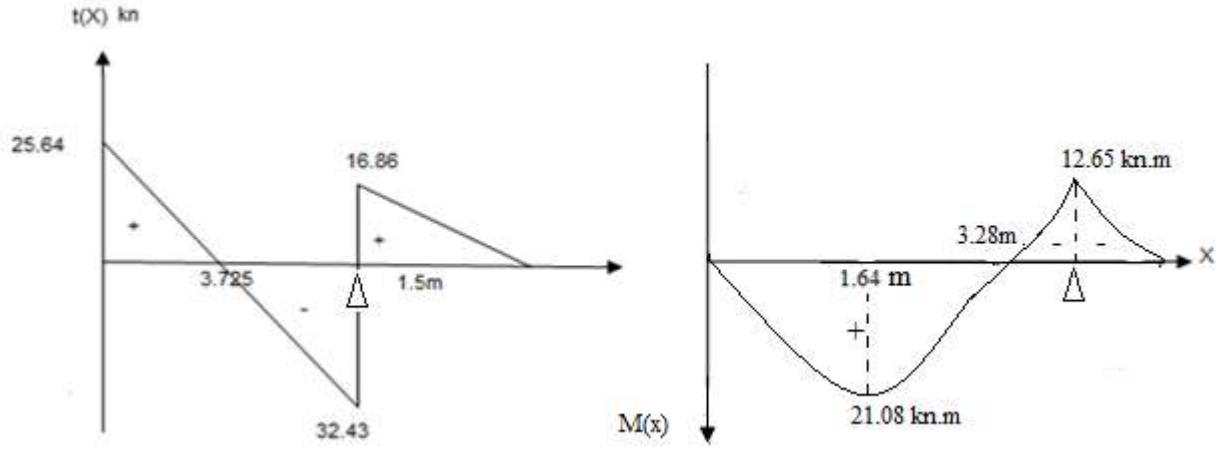


Fig.III.8. Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.S

III.2.6.Ferraillage des escaliers:

✓ **Remarque :**

Pour le ferraillage de tous les escaliers, on prend le cas le plus sollicité

(l'escalier de sous –sols) , les appuis sont considérée semi encastrée.

Moment en travée: $M_t = 0{,}85\,M_{max} = 0{,}85 \times 21{,}08 = 17{,}92(KN.m)$

Moment sur appuis: $M_a = 0{,}50\,M_{max} = 0{,}50 \times 21{,}08 = 10{,}54(KN.m)$

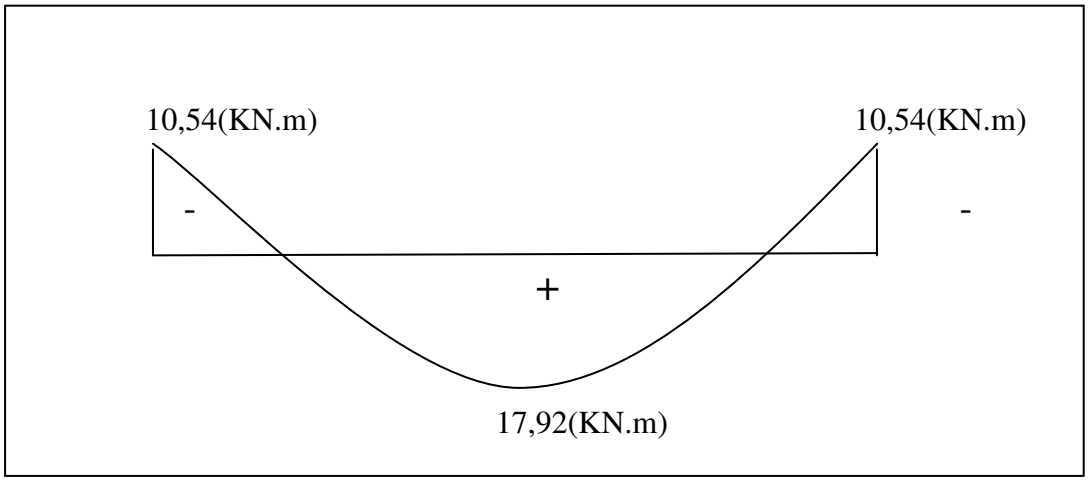


Fig.III.9. Diagramme des moments

III.2.6.1. LES ARMATURES PRINCIPALES:

Béton: $f_{c\,28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa ; $f_{t\,28} = 2.1$ MPa

b = 100 cm; h = 15 cm ; d = 12,9 cm ; c=2,1cm.e=1,5cm.

Acier: FeE400. Fe = 400 MPa; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa.

Tableau : III.2. Les armatures principales

	M_u KN.m	μ	α	B	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	A_{adopt} cm²
En travée	17,92	0.0758	0.0989	0.960	4.16	0	1.50	**6 Φ 10**
								4,71
En appuis	10,54	0.045	0.0589	0.976	2.4	0	1.50	**6 Φ8**
								3,01

✓ **Condition de non fragilité:**

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 4{,}71\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100\times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ …….. **(c.v)**

En appuis: $A = 3{,}01\,cm^2 \geq A_{min} = 1.50\,cm^2$ ……. **(c.v)**

- ✓ **Les armatures de répartition:**

En travées: $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{4{,}71}{4} = 1{,}18\,cm^2$ on adopte: **4Φ 8 = 2,01 cm².**

En appuis: $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{3{,}01}{4} = 0{,}75\,cm^2$ on adopte: **3Φ 8 = 1,50 cm².**

- ✓ **Vérification de l'espacement:**

Pour les armatures longitudinales:

En travées: $S_t = 20cm < Min[3h = 45cm; 33\,cm] = 33\,cm$ ….. (c.v)

Sur appuis: $S_t = 20cm < Min[3h = 45cm; 33\,cm] = 33\,cm$ ….. (c.v)

Pour les armatures de répartitions:

En travées: $S_t = 30cm < Min[4h = 60\,cm; 45\,cm] = 45\,cm$ ….. (c.v)

Sur appuis: $S_t = 30cm < Min[4h = 60cm; 45\,cm] = 45\,cm$ …. (c.v)

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{32{,}43\times 10^3}{1000\times 129} = 0{,}25\,MPa$$

Donc $\tau_u = 0{,}25MPa \leq \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$ **(c.v)**

III.2.6.2. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la

Condition : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6\times 25 = 15\,MPa$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau : III.3. Vérification à l'E.L.S

	M_{ser}*(KN.m)*	A_s *(cm²)*	Y *(cm)*	I *(cm^4)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	13,04	4.71	1,136	13803,73	1,07	Vérifiée
Appui	7.7	3,01	0,645	8977,03	0,55	Vérifiée

III.2.6.3. Vérification de la flèche:

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les deux conditions ci-après sont vérifiées:

$$1\text{-}\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{15}{566.77} = 0{,}026 \geq \frac{13{,}04}{20\times 15{,}34} = 0.042 \ \ldots\ldots\ldots\ \textbf{(c.n.v)}$$

$$2\text{-}\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{4{,}71}{100\times 12{,}9} = 0.0036 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ \textbf{(c.v)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- ✓ **Calcul de la flèche :**

$$M_{ser} = 15{,}34 kN.m, \qquad A = 4{,}71 cm^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = 0{,}0036 \rightarrow \beta = 0{,}900$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.A.d} = 280 MPa$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75.f_{tj}}{4.\rho.\sigma_s + f_{tj}}; 0\right] = 0{,}614$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{tj}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 2{,}68 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1{,}077$$

$$y = \frac{(b.h_0).d + (b_0.(d-c)).d/2}{(b.h_0) + (b_0.(d-c))} = 10{,}20\, cm$$

$$I_0 = \frac{1}{12}b.h^3 + bh\left(\frac{h}{2} - y\right)^2 + 15A(d-y)^2 = 39943{,}683\, cm^4$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_i\mu} = 16608{,}47\, cm^4 \rightarrow f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i I_{fi}} = 09{,}40\, mm$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_v\mu} = 26448{,}34\, cm^4 \rightarrow f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v I_{fv}} = 17{,}80\, mm$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 17{,}80 - 9{,}40 = 08{,}40\, mm = 0{,}84\, cm \prec \overline{f}_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{530}{500} = 1{,}06(cm)$$

- ✓ **Conclusion :** donc la condition de la flèche est vérifie.

III.2.7.Calcul de la poutre palière:

La longueur de la poutre: L = 2.60 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad [5] \ \Rightarrow\ 17.33\,cm \leq h \leq 26\,cm$$

$0.3h \leq b \leq 0.7h$

On adopte (b x h) = (25 x 30) cm^2

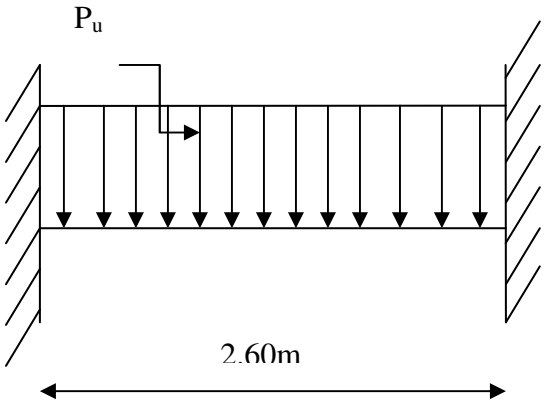


Fig.III.10. Poutre palier

✓ **Vérification des prescriptions du RPA 99:**

b = 25cm ≥ 20cm…… (c.v)

h = 30 cm ≥ 30 cm ..... ……... (c.v)

h / b = 1.20 cm < 4 cm…… (c.v)

III.2.7.1. Charges et surcharges:

Les réactions d'appuis de l'escaler (au niveau de la poutre palière):

E.L.U: R_A=35.6/2.6=13.69 KN/m

E.L.S: R_A=25.95/2.6=9.98KN/m

Poids propre de la poutre: 25 x 0.25 x 0.3 = 1.875 KN/ml.

Poids propre de la double cloison : G_P = 2.72x3.44= 09.35kN/ ml.

P_u = 1.35 (1.875+9.35) + 13.69 = 28.84 KN/ml.

P_{ser} = (1.875+9.35) +9.98 = 21.2 KN/ml.

❖ **Calcul des efforts :**

➢ **A l'E.L.U:**

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2} = 28.84x2.6/2 = 37.5 \text{ KN.}$$

Donc: $T^{max} = 37.5$ KN

$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} = 28.84x(2.6)^2/12 = 16.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24} = 08{,}12(KN.m)$$

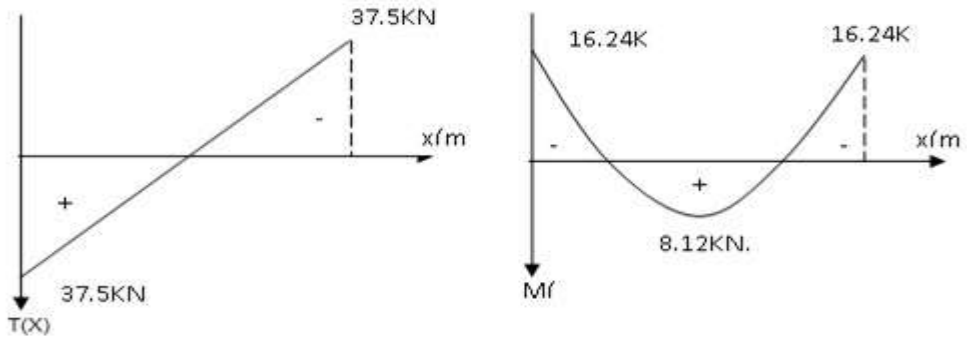


Fig.III.11. Diagramme des sollicitations de poutre palier AE.L.U

- **A l'E.L.S**

$$R_A = R_B = 27.56KN$$

Donc: $T^{max} = 27.56$ KN

$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = 15.52KN.m$$

$$M_t^{max} = 7.76KN.m$$

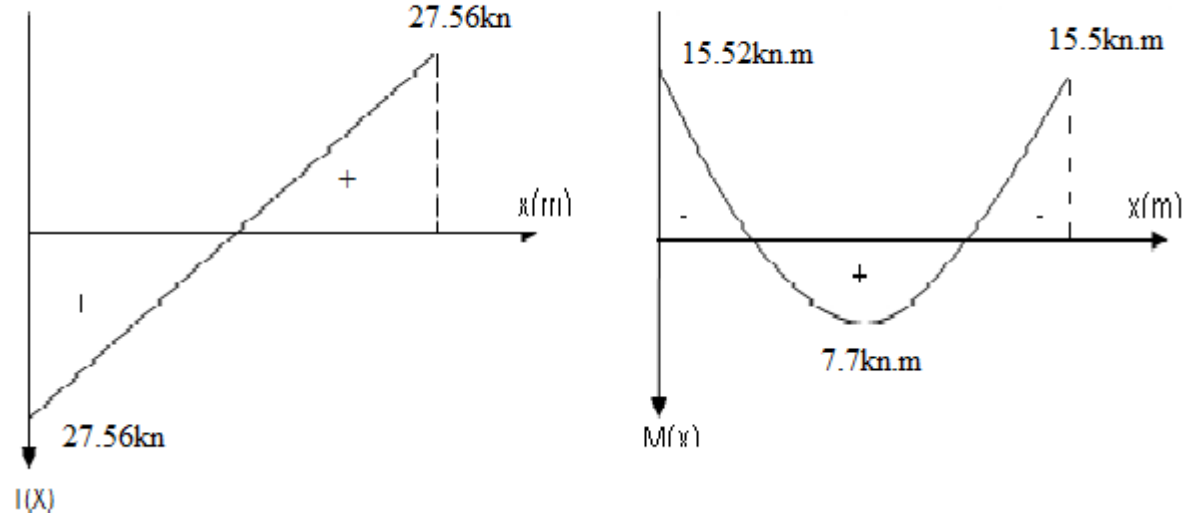


Fig.III.12. Diagramme des sollicitations de poutre palier AE.L.S

III.2.8. Calcul du ferraillage:

III.2.8.1. ARMATURES LONGITUDINALES:

b = 25 cm ; h = 30 cm ; d = 25,4 cm ; c =4,6 cm. (fissuration préjudiciable).

Tableau : III.4. ferraillage (armatures longitudinales) de poutre palière

	M_u KN.m	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	8,12	0,036	0,0459	0,982	0,95	0	0,75
sur appuis	16,24	0,073	0.0962	0,962	1,93	0	0,75

✓ Condition de non fragilité:

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 0{,}75 cm^2$

- en travée : $A = 0{,}95 cm^2 \geq 0{,}75 cm^2$…… (c.v)
-Sur appuis: $A = 1{,}93 cm^2 \geq 0{,}75 cm^2$…….(c.v)

Donc on adopte :

-en travée : **A = 3 HA 10 = 2.35 cm².**

-Sur appuis : **A = 3 HA 10 = 2.35 cm².**

✓ Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{37{,}5\times10^3}{254\times250} = 0{,}59\ \text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[0{,}15\frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 2{,}5\text{MPa}\ ;\ 4\text{MPa}\right] = 2{,}50\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.59\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2{,}50\ \text{MPa}$$

✓ Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - e - 2\ ;\ 0.9d\right] = \text{Min}\ \left[19\text{cm}\ ;\ 22{,}86\ \text{cm}\right] = 19\ \text{cm}$$

$$V_u = 31{,}73\ \text{KN} \leq 0{,}5\left(\frac{25\text{x}1000}{1.5}\right)\times0{,}25\times0{,}19 = 395{,}98\ \text{KN}$$ ……..(c.v)

✓ Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times37{,}5\times10^3}{250\times190} = 1{,}57 < 0{,}8\times\frac{25}{1{,}15} = 17{,}39$$ ……. . (c.v).

$$A = 2{,}35\ \text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 37{,}5 \times 10^3}{400} = 1{,}07\ \text{cm}^2 \text{.....(c.v).}$$

a) **Armatures transversales:**

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 0.85\,\text{cm};\ \varphi_l = 10\,\text{mm}; \frac{b_0}{10} = 2{,}5\,\text{cm}\right]$$

On choisit :

$\varphi_t = 8\ \text{mm} < 0{,}85\ \text{cm}$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}5\ \text{cm}^2$$

Donc on adoptera: At $= n_t.a_t = 2\ \text{T}\ 8 = 1\ \text{cm}^2$.

✓ **Vérification du R.P.A 99 V 2003:**

$$A_{t\,\min} = 0.003.S_t.b$$

Zone nodale : $S_t \leq \overline{S_t} = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5\,\text{cm};\ 12\varphi_t = 9.6\,\text{cm}\right]$

Zone courant: $S_t \leq \overline{S_t} = \frac{h}{2} = 15cm.$

$$\begin{cases} \overline{S_t} = 7.5\,\text{cm} & \text{(zone nodale)} \\ \overline{S_t} = 15\,\text{cm} & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases} S_t = 7\,\text{cm} & \text{(zone nodale)} \\ S_t = 15\,\text{cm} & \text{(zone courante)} \end{cases}$

On a $A_t = 1\ \text{cm}^2$.

$$S_t = 7\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 1\,\text{cm}^2 > A_{t\,\min} = 0.003.b.S_t = 0{,}525\,\text{cm}^2$$

$$S_t = 15\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 1\,\text{cm}^2 > A_{t\,\min} = 0.003 \times (15) \times (25) = 1{,}12\text{cm}^2$$

$S_t \leq \overline{S_t}$ Pour les deux zones

Pour la zone **courante** $A < A_{\min}$, donc on retiendra : **A_t = 3 HA 8 = 1.5 cm².**

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

1- $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3 f_{t28}.\text{k}\right)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ [1] , avec k = 1 (flexion simple) et : $\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{1{,}5 \times 10^2}{250 \times 70} = 0{,}01 \geq \frac{1.15(0.47 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -5.11.10^{-4}$

Zone courante: $\frac{1.5 \times 10^2}{250 \times 150} = 0{,}004 \geq \frac{1.15(0.53 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -5.11.10^{-4}$

2- $A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$ [1]

Zone nodale: $A_t = 1.5\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0,4\times 250\times 70}{400} = 0,175\,cm^2$

Zone courante: $A_t = 1.5\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times 250\times 150}{400} = 0.375\,cm^2$

III.2.9.VÉRIFICATION À L'E.L.S:

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il faut vérifier que:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \; et \; \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

- **on vérifie que :**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

Avec: $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ et $\overline{\sigma}_b = 0.6.F_{c28} = 0.6\times 25 = 15\,MPa$

Tableau : III.5. Vérification à l'E.L.S de poutre palière

	A (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	M_{ser} (KN.m)	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	7.76	3,89	17122,65	7,76	1,10	15	c.v
sur appuis	15.52	3,89	17122,65	15,52	2,01	15	c.v

- **on vérifie que :**

$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ **Avec :** $\overline{\sigma_s}$ = min (⅔ f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa,

-En travée : $\sigma_s = 88,67(MPa) \leq 202(MPa)$ …… $(c.v)$

-Sur appuis : $\sigma_s = 163,82(MPa) \leq 202(MPa)$ …… $(c.v)$

- ✓ **Vérification de la flèche:**

Les conditions suivantes:

1- $\frac{h}{L} = \frac{0,3}{2,3} = 0,13 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ …… (c.v)

2- $\frac{h}{L} = 0.13 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0,033$ …….. (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{2,35}{25\times 25,4} = 0,0037 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ …….. (c.v)

III.2.10. Plan de ferraillage d'escalier

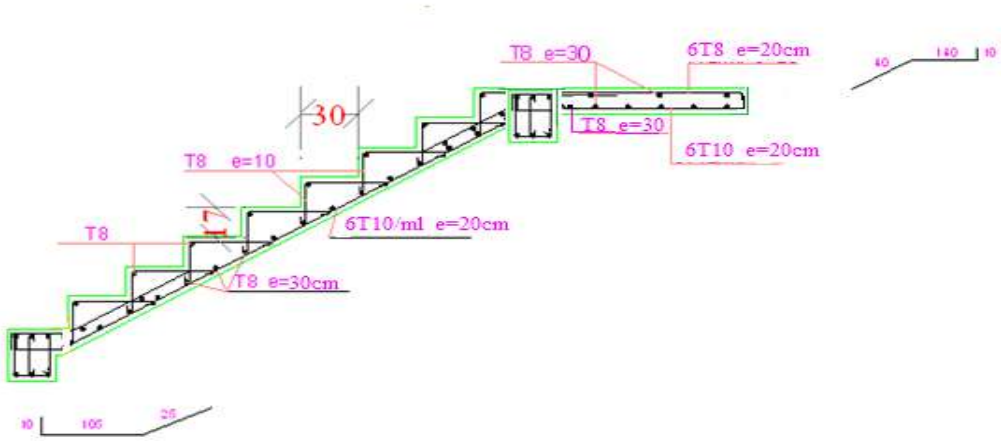


Fig.III.13. Plan de ferraillage d'escalier

III.3. Etude des planchers:

III.3.1.Introduction:

Un plancher est une aire généralement plane et horizontale, qui délimite les étages. Il assure la fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges) et la fonction d'isolation acoustique et thermique.

Mais, sous charges horizontales, le rôle essentiel du plancher, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs.

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place. Nous ne nous intéresserons ici qu'aux planchers coulés sur place.

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux, et des dalles plaines.

III.3.2.PLANCHERS A CORPS CREUX:

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16x20x60) cm3, avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

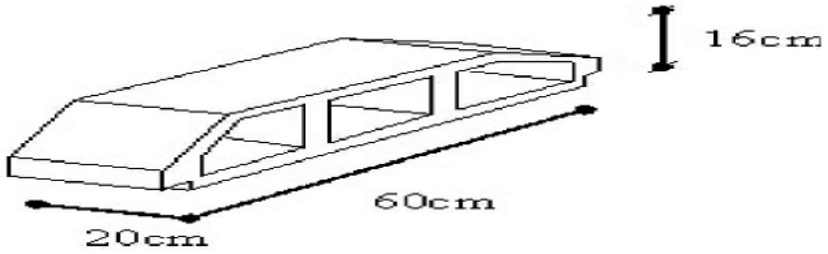


Fig.III.14. Corps creux

Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelle ;
- La table de compression.

III.3.3. Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distanciées par la largeur d'un corps creux (60cm). Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

Le dimensionnement, et le ferraillage des poutrelles passent par deux étapes :

- ✓ 1ère étape : avant le coulage de la table de compression.
- ✓ 2ème étape : après le coulage de la dalle de compression.

❖ **Dimensions des poutrelles:**

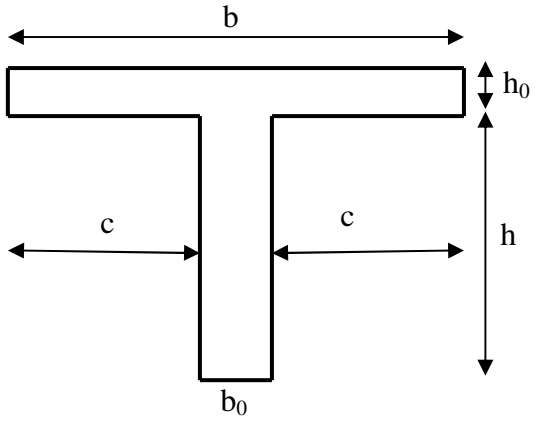


Fig.III.15. Dimensions des poutrelles

❖ **Calcul des moments:**

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire [1]:**
  - ✓ **Domaine d'application:**

H_1 : Q≤ Max {2G ; 5kN/m^2} (cv) Q=0.60kn/ml < (1.60×2 , 5)kn

H_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité. (c v)

H_3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 (cv).

H_4 : Fissuration non préjudiciable (cv).

- ✓ **Exposé de la méthode:**

$$\bullet\ \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

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

$$\bullet\ M_t \geq \begin{cases} (1+0{,}3\alpha)\dfrac{M_0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Travée\ \text{int}\ ermédiaire \\ (1{,}02+0{,}3\alpha)\dfrac{M_0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Travée\ de\ rive \end{cases}$$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

$M=0,2M_0$……appuis de rive

$M=0,6M_0$……pour une poutre à deux travées

$M=0,5M_0$……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée

$M=0,4M_0$……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

- **Méthode de caquot [1]:**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

✓ **Exposé de la méthode:**

*Moment sur appuis :

$$* M_a = 0,15 M_0 \text{.....} Appuis\ de\ rives$$

$$* M_a = -\frac{q_w l_w^{'3} + q_e l_e^{'3}}{8,5\left(l_w^{'} + l_e^{'}\right)} \text{.....} Appuis\ \text{int}\ ermédiaires$$

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

Moment en travée :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w: Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

q_e: Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

l'=l……pour une travée de rive

l'=0,8l……pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

*Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec : T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.3.4.CALCUL DES POUTRELLES DE BLOC (A):

1er étape : Avant le coulage de la table de compression
Poutrelle de travée L = 3 ,175 m
On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
Son poids propre.
Poids du corps creux.
Surcharge due à l'ouvrier Q=1kN/m^2

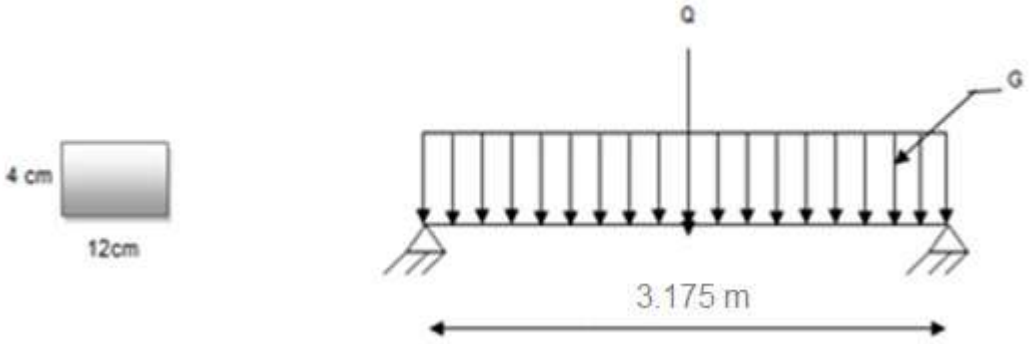
III.3.4.1. CHARGES PERMANENTES:

1-Poids propre de la poutrelle……0,12x0,04x25= 0,12 kN/ml
2-Poids du corps creux……...0,65x1= 0,65 kN/ml
G= 0,77 kN/ml

III.3.4.2. CHARGES D'EXPLOITATION:

- L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs:

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée]
Q = Max [1 KN ; 0.5 x 3,175] → Q = 1,58 K
Q = 1,58 kN/ml



❖ **Calcul des moments :**

✓ **A ELU:**

$$M_G = \frac{G.L^2}{8} = \frac{0.77\ (3,175\ )^2}{8} = 0,97KN.m$$

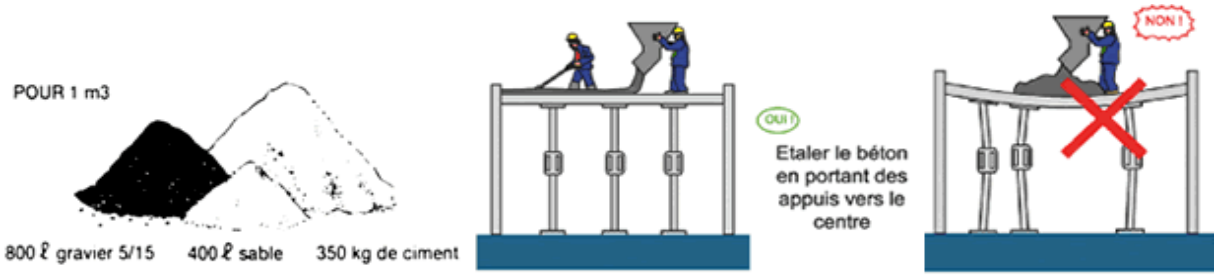
$$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 1,25KNm$$

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 3,18\,KNm$$

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U
D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

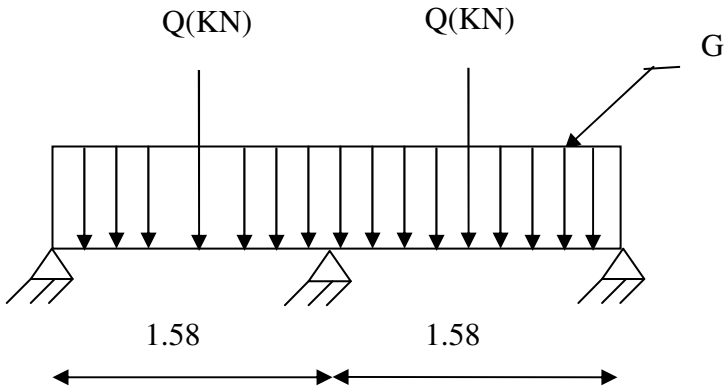
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 04{,}66 > \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow A_s^{'} \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.
On prévoit donc des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.



III.3.4.3. Calcul des étaiement:

III.3.4.3.a. Pour un seul étai au milieu:

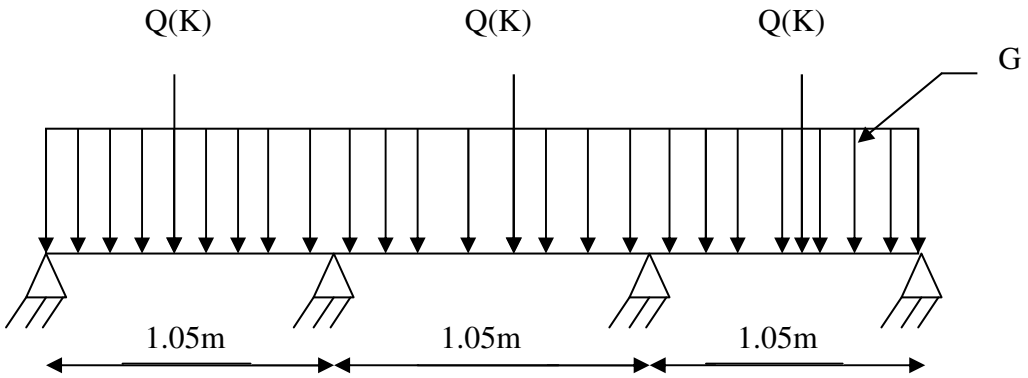


G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,240(KN.m)
Q = Max [1 KN ; 0.5x2.15 KN] = 1,075KN→M_Q=0,42(KN.m)
Donc: M_u=0.96(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0{,}96 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 1{,}4 > \mu_1 = 0.392 \quad \text{(c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement.

III.3.4.3.b. POUR DEUX ÉTAIS:



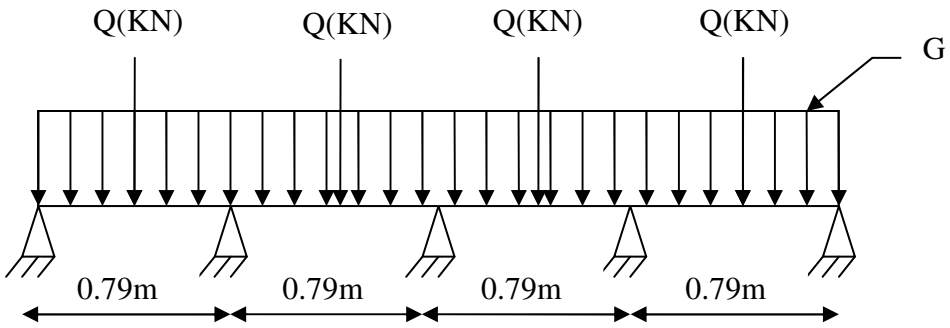
G = 0,77 KN/ ml→M_G=0,106(KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x1.05 KN] = 1 KN→M_Q=0,26(KN.m)

Donc: M_u=0,53 (KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,53 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 0,77 > \mu_1 = 0.392 \quad \text{(c.n.v)}$$

III.3.4.3.c. POUR TROIS ÉTAIS:



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,06(KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x0.06 KN] = 1.00KN→M_Q=0,19(KN.m)

Donc: M_u=0,366(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,366 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 0,324 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{(c.v)}$$

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 79 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

*** 2ème étape:** Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

III.3.4.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES:

- **Plancher terrasse:**
  - ✓ **Charge permanentes:**

G = 7,09 x 0,65 = 4,6 kN/ml

  - ✓ **Surcharges d'exploitation:**

Q = 1,0 x 0,65 = 0,65 kN/ml

- **Plancher courant:**
  - ✓ **Charge permanente:**

G = 5,22 x 0,65 = 3,39 kN/m

  - ✓ **Surcharge d'exploitation:**

Q = 2,5 x 0,65 = 1,63 kN/ml

III.3.4.5. COMBINAISON DES CHARGES:

- ✓ **Plancher terrasse:**

E.L.U : qu = 1,35G+1,5Q = 7,185 kN/ml

E.L.S : q_{ser} = G+Q = 5,254 kN/ml

- ✓ **Plancher courant:**

E.L.U : q_u = 1,35G +1,5Q = 7,02 kN/ml

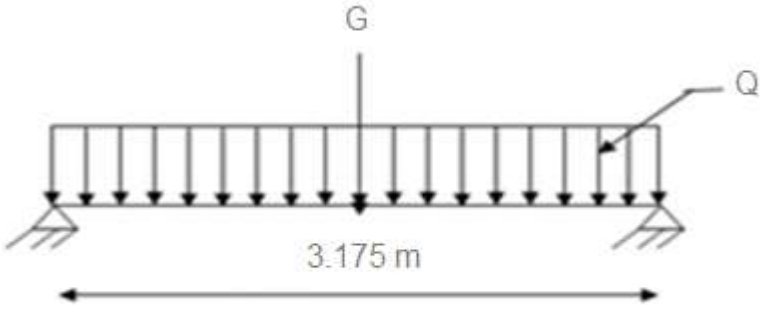
E.L.S : q_{ser} = G + Q =5,02 kN/ml

- **Conclusion:**

Le plancher terrasse est le plus sollicité

III.3.4.6. CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

a- Poutrelle à une travée:



- ✓ **Plancher terrasse**

$$\begin{cases} q_u = 7{,}185 kN/ml \\ q_{ser} = 5{,}254 kN/ml \end{cases}$$

- ✓ **Calcul des moments:**

Avec:

-Moment en travée: Mt = 0,85 M_0

- Moment sur appui: $M_a = 0{,}20\ M_0$

E.L.U: $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 9{,}05 kNm$

E.L.S: $M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 6{,}61 kNm$

$$\begin{cases} M_{tu} = 7{,}69 kNm \\ M_{tser} = 5{,}61 kNm \end{cases} ; \quad \begin{cases} M_{au} = 1{,}81 kNm \\ M_{aser} = 1{,}32 kNm \end{cases}$$

- ✓ **Effort tranchant :**

E.L.U: $T_u = \frac{q_u l}{2} = 11{,}4 kN$

E.L.S: $T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = 8{,}33 kN$

- ✓ **Remarque:**

La méthode forfaitaire est applicable car toutes les conditions sont vérifiées (Les quatre conditions sont vérifiées).

Alors, on utilise la méthode de forfaitaire

Les efforts obtenus sont présentes dans les tableaux suivent:

b- Poutrelle à cinq (05) une travée:

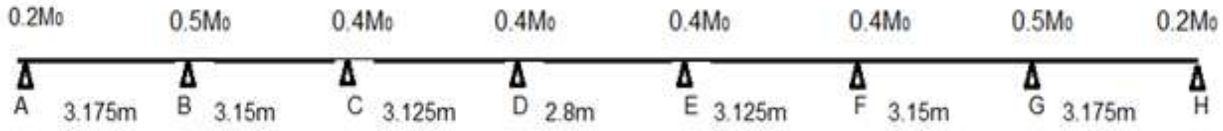


Tableau : III.6. Tableau récapitulatif de calcul de moment et de l'effort tranchant.

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée fictif (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
1	1.81	1.32	A-B	3,175	6.33	4.62	12.26	10.5	9.16	7.5
2	4.45	3.255	B-C	3,15	5.34	3.87	11.59	11.03	8.46	8
3	3.56	2.56	C-D	3,125	5.69	4.16	11.22	11.22	8.2	8.2
4	2.816	2.056	D-E	2.8	4.57	3.34	10	10	7.35	7.35
5	2.816	2.056	E-F	3.125	5.69	4.16	11.22	11.22	8.2	8.2
6	3.56	2.56	F-G	3.15	5.34	3.87	11.03	11.59	8	8.46
7	4.45	3.255	G-H	3.175	6.33	4.62	10.5	12.26	7.5	9.16

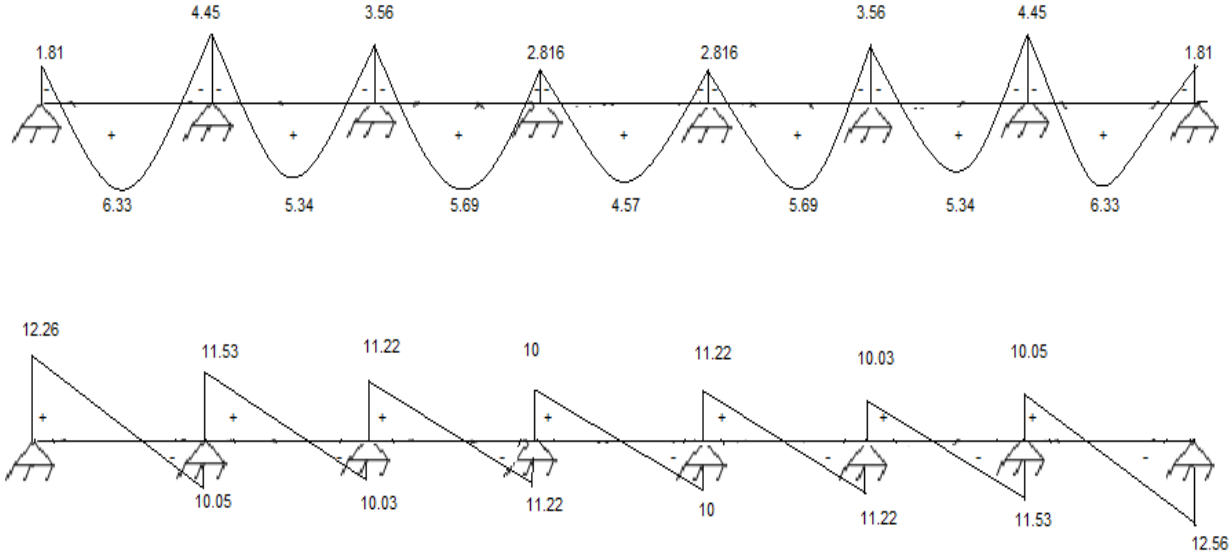


Fig.III.16. différentes sollicitations dans la poutrelle a cepts travées (ELU)

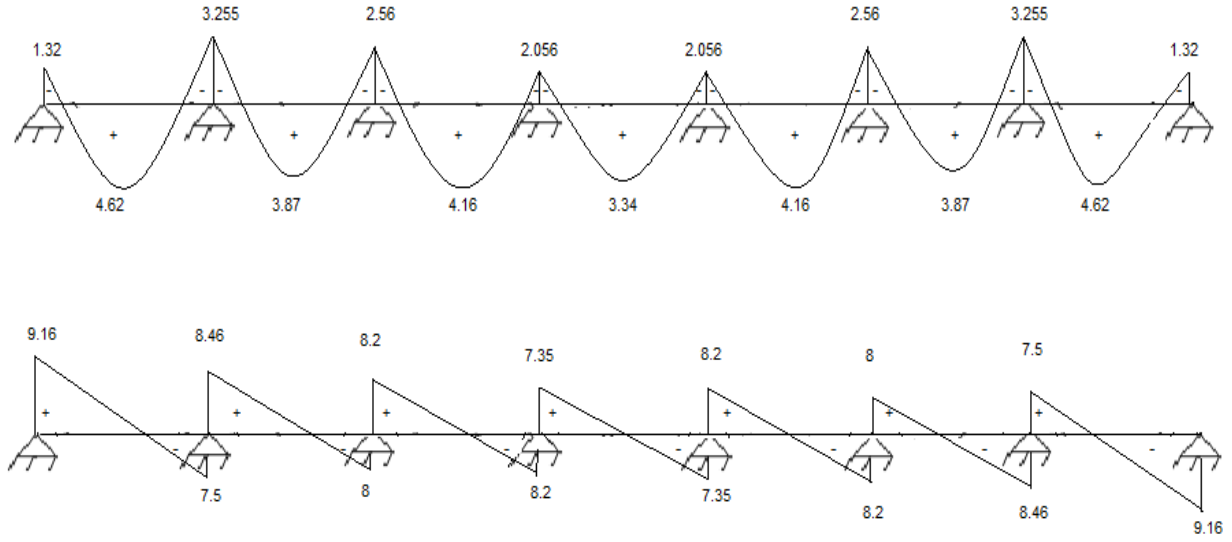


Fig.III.17. differentes solicitations dans la poutrelle a cepte travees (ELS)

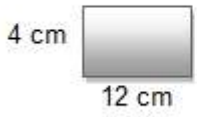
III.3.5.Calcul des poutrelles salle de conférence:

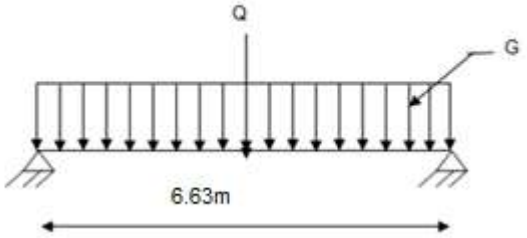
III.3.5.1. Evaluation des charges et surcharges:

III.3.5.2. Charge permanente:

- Poids du corps creux: $G_1 = 0.65 \times 1 = 0.65$ KN/ml.
- Poids de la poutrelle: $G_2 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$KN/ml.

Donc: $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.65 = 0.77$ KN/ml.





✓ **Surcharge d'exploitation:**

- L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs:

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée]

Q = Max [1 KN ; 0.5 x 6,63] → Q = 3,315 KN

✓ **Calcul des moments :**

ELU :

$$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 4{,}5\text{KNm}$$

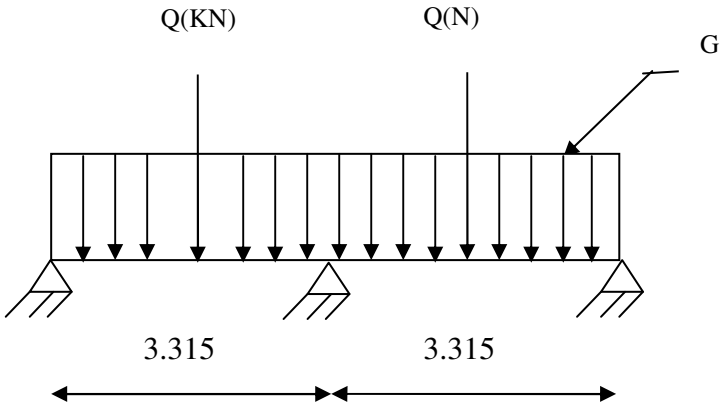
$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 12.46\,\text{KNm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{12.46 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 18{,}28 > \mu_1 = 0.392$$

Comme la section est d'une très faible hauteur, il est impossible d'introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée. Pour ce faire, on doit prévoir un étaiement.

III.3.5.3. Calcul des étaiements:

III.3.5.3.a. Pour un seul étai au milieu:



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,53(KN.m)

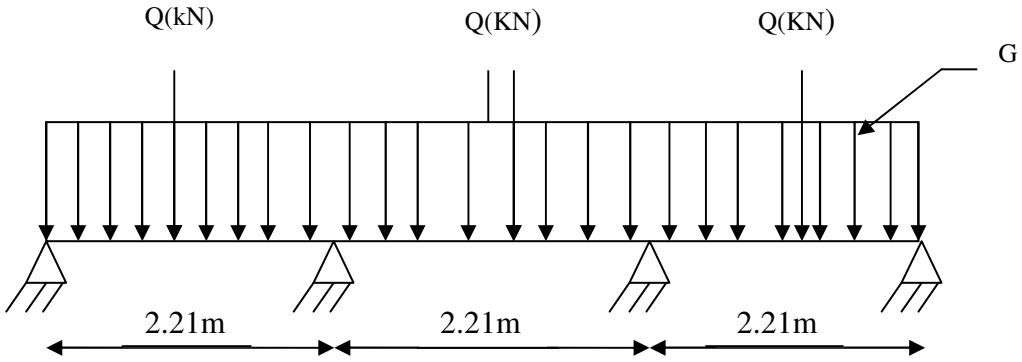
Q = Max [1 KN ; 0.5x3.315 KN] = 1,65KN→M_Q=1,36(KN.m)

Donc: M_u=3.46(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{3{,}46 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 5{,}07 > \mu_1 = 0.392 \quad \text{(c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement.

III.3.5.3.b. Pour deux étais:

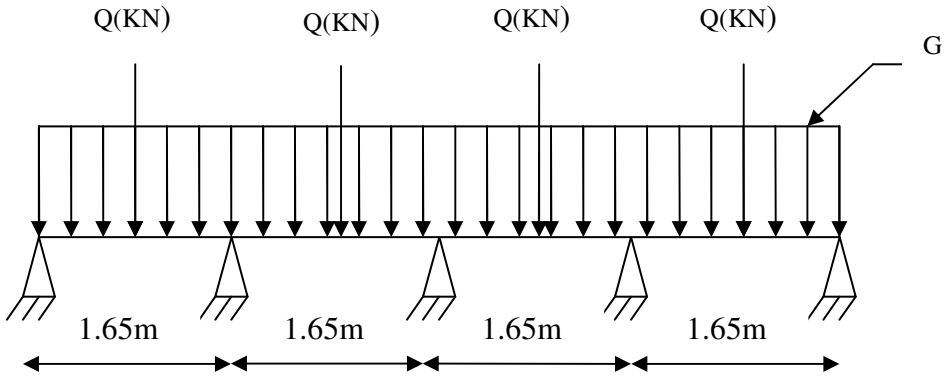


G = 0,77 KN/ ml→M_G=0,47(KN.m)
Q = Max [1 KN ; 0.5x1.56 KN] = 1.1 KN→M_Q=0,6(KN.m)
Donc: M_u=1,53 (KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b .b.d^2} = \frac{1,53 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 02,24 > \mu_1 = 0.392 \quad \text{(c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement

III.3.5.3.c. Pour trois étais:

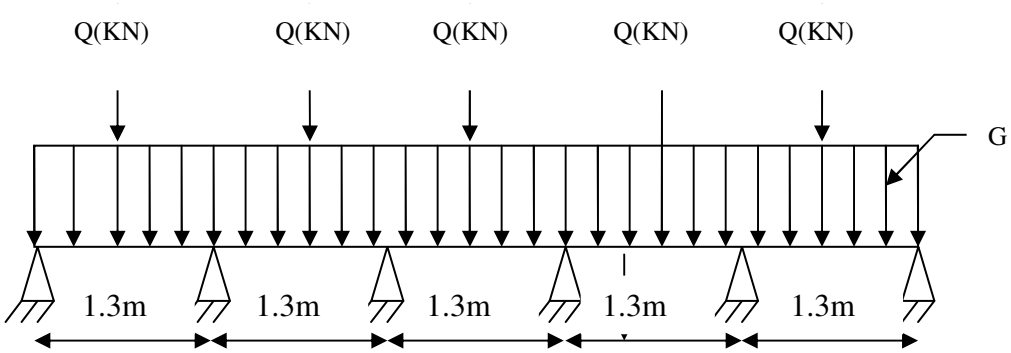


G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,26(KN.m)
Q = Max [1 KN ; 0.5x1.65 KN] = 1 KN→M_Q=0,41(KN.m)
Donc: M_u=0,96(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b .b.d^2} = \frac{0,96 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 1,4 > \mu_1 = 0,392 \quad \text{(c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement

III.3.5.3.d. Pour quatre étais:



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,16(KN.m)
Q = Max [1 KN ; 0.5x1.3 KN] = 1.00KN→M_Q=0,325(KN.m)
Donc: M_u=0,7(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,7\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2} = 1,02 > \mu_1 = 0.392 \text{ (c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement

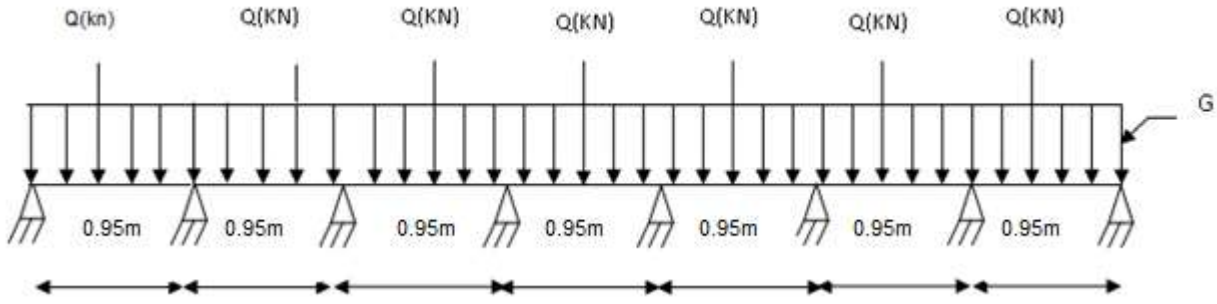
III.3.5.3.e. Pour cinq (05) étais:

G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,1(KN.m)
Q = Max [1 KN ; 0.5x0.78 KN] = 1.00KN→M_Q=0,195(KN.m)
Donc: M_u=0,54(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,54\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2} = 0.79 > \mu_1 = 0.392 \text{ (c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement

III.3.5.3.f. Pour six (06) étais:



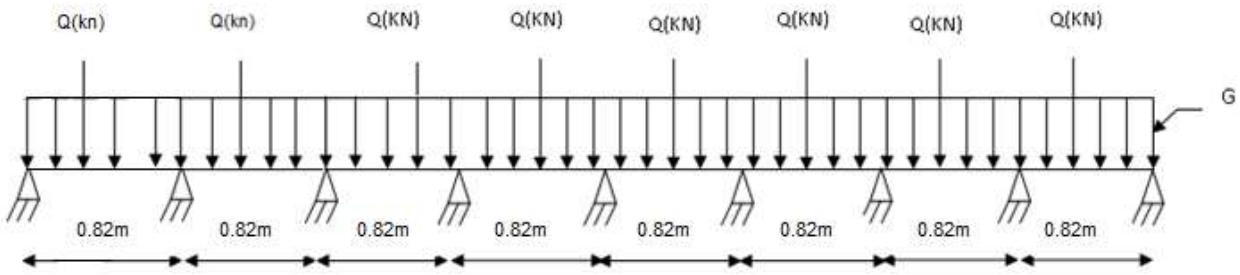
G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,085(KN.m)
Q = Max [1 KN ; 0.5x0.67 KN] = 1 KN→M_Q=0,25(KN.m)

Donc: M_u=0,48(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,48 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 0,7 > \mu_1 = 0,392 \quad \text{(c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement

III.3.5.3.g. Pour ceupt (07) étais:



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,06(KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x0.67 KN] = 1 KN→M_Q=0,2(KN.m)

Donc: M_u=0,38(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,38 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 0,317 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{(c.v)}$$

Alors il faut prévoir ceupt étaiements le long de la travée espacés de 82 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

Alors il faut prévoir ceupt étaiements le long de la travée espacés de 82 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

*** 2ème étape:** Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

III.3.5.4. Evaluation des charges et surcharges:

- **Plancher terrasse:**
  - ✓ **Charge permanentes:**

G = 7,09 x 0,65 = 4,6 kN/ml

  - ✓ **Surcharges d'exploitation:**

Q = 1,0 x 0,65 = 0,65 kN/ml

- **Combinaison des charges:**

E.L.U: qu = 1,35G+1,5Q = 7,185 kN/ml

E.L.S: q_{ser} = G+Q = 5,254 kN/ml

III.3.5.5. Calcul des efforts internes:

a- Poutrelle à une travée:

✓ **Calcul des moments:**

Avec:

-Moment en travée: Mt = 0,85 M_0

- Moment sur appui: M_a= 0,20 M_0

$$\begin{cases} q_u = 7{,}185 kN/ml \\ q_{ser} = 5{,}254 kN/ml \end{cases}$$

E.L.U: $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 19{,}83 kNm$

E.L.S: $M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 14{,}5 kNm$

$$\begin{cases} M_{tu} = 16{,}85 kNm \\ M_{tser} = 12{,}32 kNm \end{cases} ; \quad \begin{cases} M_{au} = 3{,}95 kNm \\ M_{aser} = 2{,}9 kNm \end{cases}$$

✓ **Effort tranchant:**

E.L.U: $T_u = \frac{q_u l}{2} = 16{,}88 kN$

E.L.S: $T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = 12{,}34 kN$

✓ **Remarque:**

La méthode forfaitaire est applicable car toutes les conditions sont vérifiées (Les quatre conditions sont vérifiées).

Alors, on utilise la méthode de forfaitaire

Les efforts obtenus sont présentes dans les tableaux suivent :

b- Poutrelle à (04) travées:



Tableau : III.7. Tableau récapitulatif de calcul de moment et de l'effort tranchant.

appuis	moment sur appuis (knm)		travée	portée fictif (m)	moment en travée (knm)		effort tranchant (kn)			
	Elu	Els			Elu	Els	Elu		Els	
							t_w	t_e	t_w	t_e
1	7.12	5.2	a-b	6.3	24.92	18.25	20.93	24.32	15.3	17.8
2	19.73	14.43	b-c	6.63	23.68	17.31	24.41	23.22	17.85	16.98
3	15.78	11.54	c-d	5.85	19.97	14.59	21	21	15.36	15.36
4	15.78	11.54	d-e	6.63	23.68	17.31	23.22	24.41	16.98	17.85
5	19.73	14.43	e-f	6.3	24.92	18.25	24.32	20.93	17.8	15.3

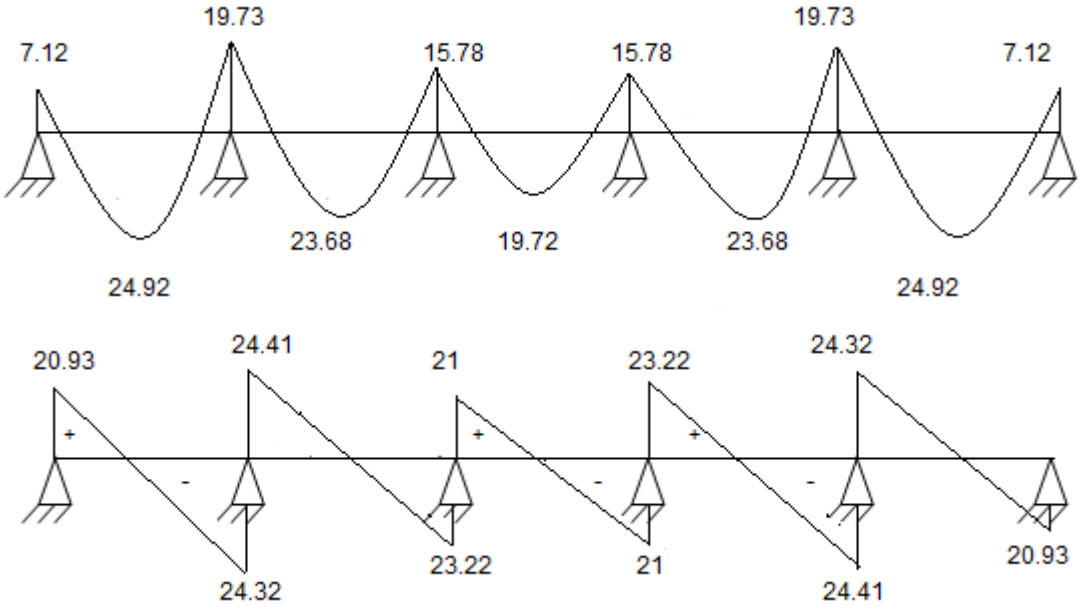
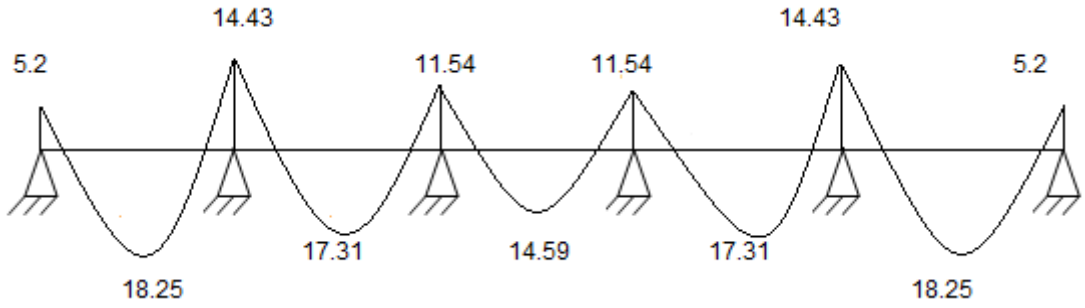


Fig.III.18. différentes sollicitations dans la poutrelle a quatre travées (ELU)



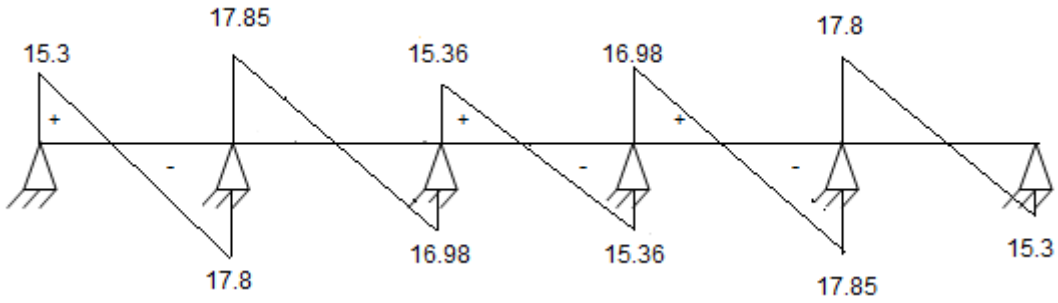


Fig.III.19. déférentes sollicitations dans la poutrelle a quatre travées (ELS)

III.3.6.Calcul des poutrelles de bloc (b):

Poutrelle de travée L =4.08 m
On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
-Son poids propre.
-Poids du corps creux.
-Surcharge due à l'ouvrier Q=1kN/m^2

III.3.6.1. Evaluation des charges et surcharges:

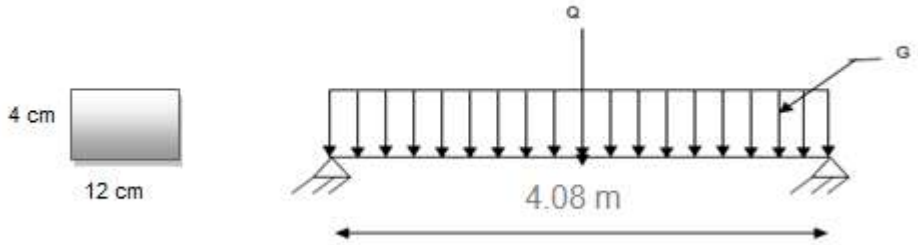
- ✓ **Charges permanentes:**

1-Poids propre de la poutrelle……0,12x0,04x25= 0,12 kN/ml
2-Poids du corps creux……...0,65x1= 0,65 kN/ml
G= 0,77 kN/ml

- ✓ **Charges d'exploitation:**

- L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs:

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée]
Q = Max [1 KN ; 0.5 x 4,08] → Q = 2,04 K
Q = 2,04 kN/ml



- ✓ **Calcul des moments:**

ELU:

$$M_G = \frac{G.L^2}{8} = \frac{0.77\ (4,08\ )^2}{8} = 1,6\ \text{KN.m}$$

$$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 2{,}08 \text{KNm}$$

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 5{,}28 \text{ KNm}$$

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

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

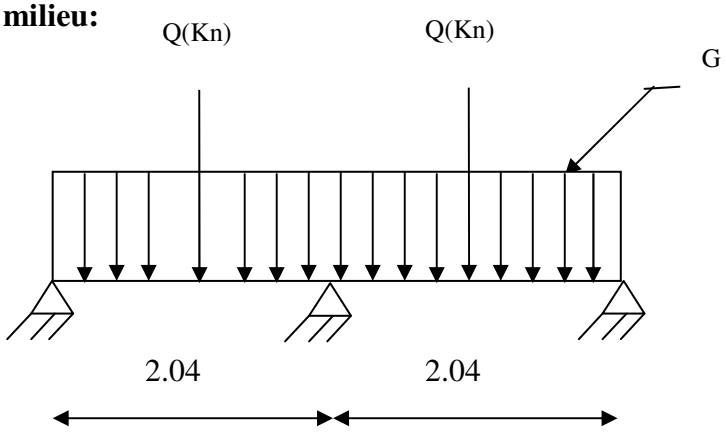
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 07{,}74 > \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow A_s^{'} \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

III.3.6.2. Calcul des étaiement

III.3.6.2.a. Pour un seul étai au milieu:



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,4 (KN.m)

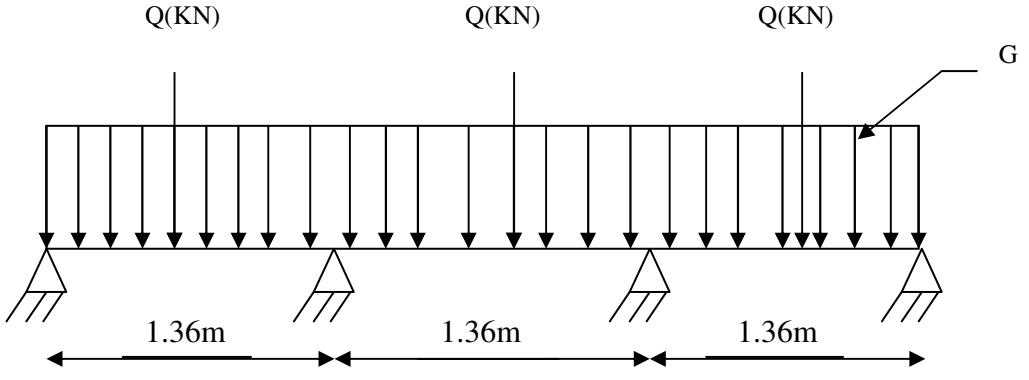
Q = Max [1 KN ; 0.5x2.04 KN] = 1,02 KN→M_Q=0,52(KN.m)

Donc: M_u=1.32(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b .b.d^2} = \frac{1{,}32 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 1{,}93 > \mu_1 = 0.392 \qquad \text{(c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement.

III.3.6.2.b. POUR DEUX ÉTAIS:

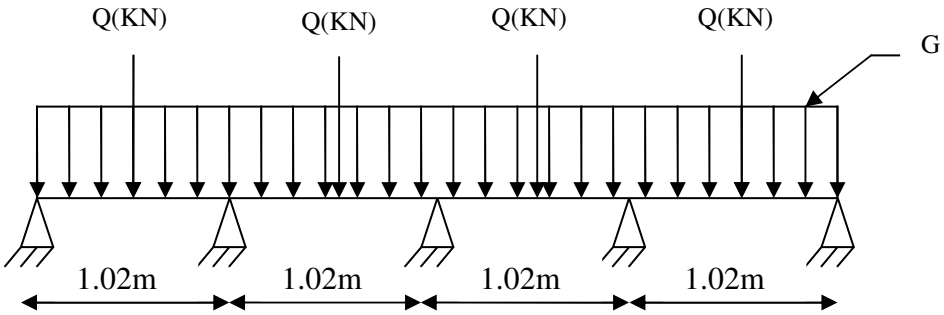


G = 0,77 KN/ ml→M_G=0,178(KN.m)
Q = Max [1 KN ; 0.5x1.36 KN] = 1KN→M_Q=0,34(KN.m)
Donc: M_u=0,75 (KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,75 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 1,1 > \mu_1 = 0.392 \quad \text{(c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement.

III.3.6.2.c. Pour trois étais:



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,1(KN.m)
Q = Max [1 KN ; 0.5x1.02 KN] = 1.00KN→M_Q=0,255(KN.m)
Donc: M_u=0,552(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,5 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 0,73 > \mu_1 = 0,392 \quad \text{(c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement.

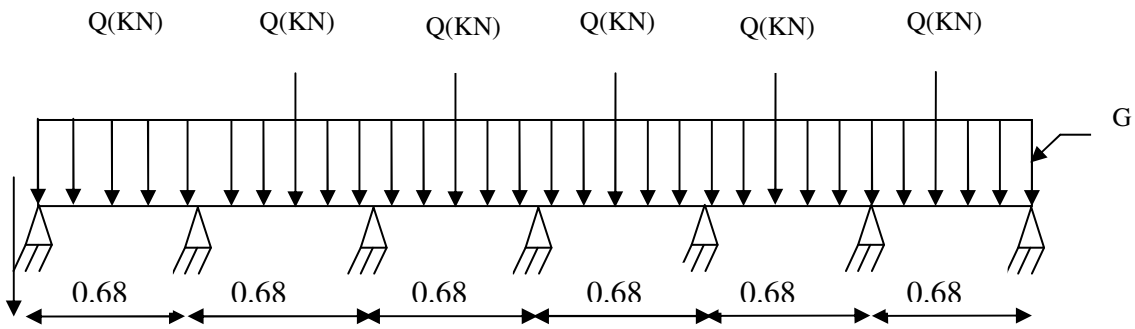
III.3.6.2.d. Pour quatre étais:

G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,06(KN.m)
Q = Max [1 KN ; 0.5x0.8 KN] = 1.00KN→M_Q=0,2(KN.m)
Donc: M_u=0,38(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,38 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 0,55 > \mu_1 = 0.392 \quad \text{(c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement

III.3.6.2.e. Pour cinq(05) étais:



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,04(KN.m)
Q = Max [1 KN ; 0.5x0.84 KN] = 1.00KN→M_Q=0,17(KN.m)
Donc: M_u=0,309(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b .b.d^2} = \frac{0,309 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 0.315 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{(c.v)}$$

Alors il faut prévoir cinq étaiements le long de la travée espacés de 68 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

*** 2ème étape**: Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

III.3.7.Evaluation des charges et surcharges:

- ✓ **Charge permanentes:**

G = 7,09 x 0,65 = 4,6 kN/ml

- ✓ **Surcharges d'exploitation:**

Q = 1,0 x 0,65 = 0,65 kN/ml

III.3.8.Combinaison des charges:

E.L.U: qu = 1,35G+1,5Q = 7,185 kN/ml
E.L.S: q_{ser} = G+Q = 5,254 kN/ml

III.3.9. Calcul des efforts internes:

$$\begin{cases} q_u = 7,185 kN/ml \\ q_{ser} = 5,254 kN/ml \end{cases}$$

E.L.U: $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 14,95 kNm$

E.L.S: $M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 10,92 kNm$

$$\begin{cases} M_{tu} = 7,69 kNm \\ M_{tser} = 5,61 kNm \end{cases} ; \quad \begin{cases} M_{au} = 1,81 kNm \\ M_{aser} = 1,32 kNm \end{cases}$$

- ✓ **Effort tranchant:**

E.L.U: $T_u = \frac{q_u l}{2} = 11,4 kN$

E.L.S: $T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = 8,33 kN$

✓ **Remarque:**

La méthode forfaitaire n est pas applicable car toutes les conditions sont vérifiées (Les trois conditions sont vérifiées) souf la 2eme condition $0.8<(l_i/l_{i+1})<1.25$, telle que $l_i/l_{i+1}=1.53$.

Alors, on utilise la méthode de caquot.

Les efforts obtenus sont présentes dans les tableaux suivent :

✓ **Poutrelle à 2 travées:**

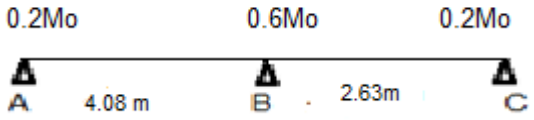


Tableau : III.8. Tableau récapitulatif de calcul de moment et de l'effort tranchant A ELU.

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	14.95	8.409	2.242	10.84	16,75	12.54
B-C	6.21	0.325	10.84	0.93	5.68	13.21

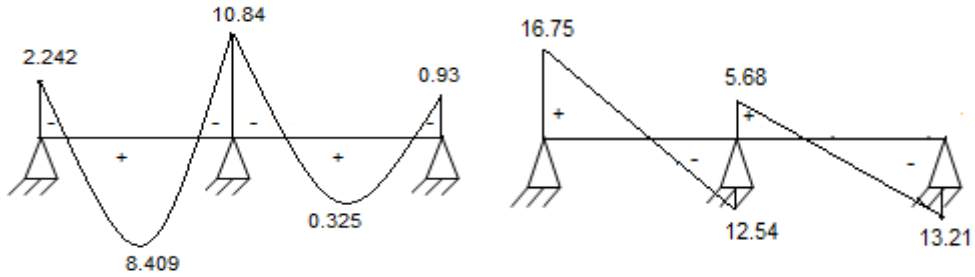


Fig.III.20. d'efférentes sollicitations dans la poutrelle a deux travées (ELU)

Tableau : III.9. Tableau récapitulatif de calcul de moment et de l'effort tranchant A ELS.

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	10.93	6.15	1.63	7.93	12.25	9.16
B-C	4.54	0.325	7.93	0.681	4.14	9.65

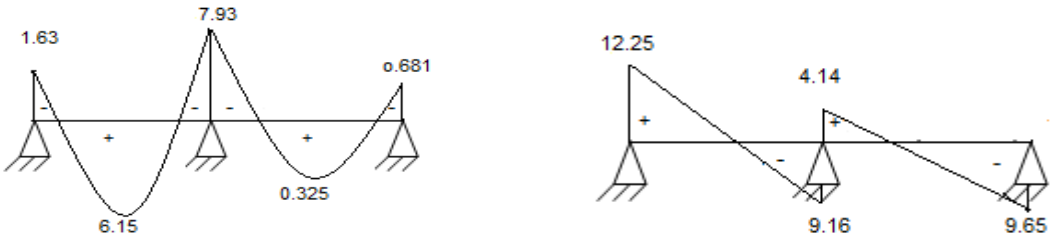


Fig.III.21. d'efférentes sollicitations dans la poutrelle a deux travées (ELS)

b. Calcul du ferraillage:

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.
Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

Type de poutrelle		M_{tmax}(kN.m)	M_{amax}(kN.m)	T_{max} (kN)
Poutrelle de 7 travées Bloc (A)	A ELU	6.33	4.45	12.26
	A ELS	4.62	3.3	9.16
Poutrelle de 5 travées (Salle de conférence)	A ELU	24.92	19.73	24.41
	A ELS	18.25	14.43	14.43
Poutrelle de 2 travées Bloc (B)	A ELU	8.409	10.84	16.75
	A ELS	6.15	7.93	12.25

III.3.10. FERRAILLAGE DES POUTRELLES:

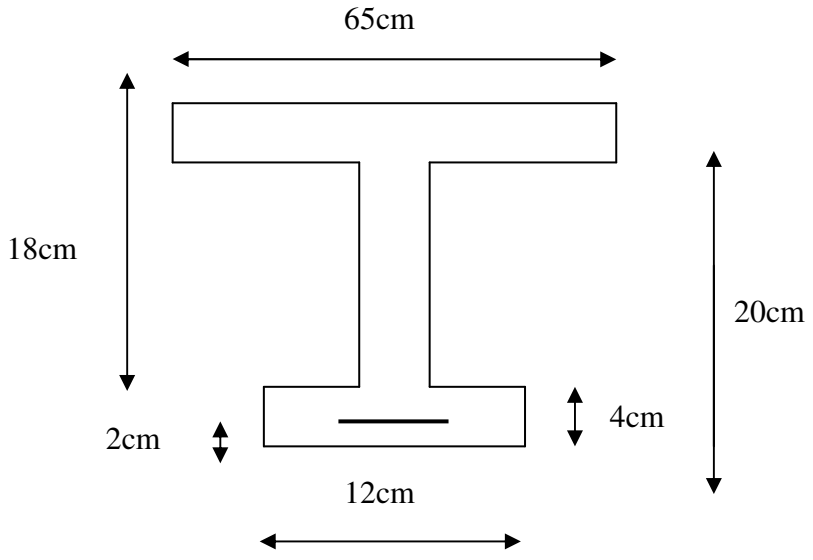
h=20cm ; h_0=4cm ; b=60cm ; b_0=12cm ; d=0,9h=18cm ; σ_{bc}=14,2MPa ; fe=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

Si M_u<M_{tab} : l'axe neutre est dans la table de compression.

Si M_u>M_{tab} : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$



M_{tab} =65×4×14.2(18-4/2) = 59.07 kn.m
On a : $M_{tu}<M_{tab}$
Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.
Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « *b* ».
Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire *(bxh)* en flexion simple.
D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau : III.10. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures

	Position	M_u(KN.m)	μ	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)
7(travées)	En travée	6.33	0,021	1.02	0	1.3
	Sur appuis	4.45	0.08	1.11	0	0.24
5(travees)	En travée	24.92	0.09	4.17	0	1.3
	Sur appuis	19.73	0.07	3.26	0	0.24
2(travées)	En travée	8.409	0.028	1.36	0	1.3
	Sur appuis	10.84	0.196	1.94	0	0.24

III.3.10.1. Sections d'acier longitudinal des poutrelles:

Tableau : III.11. Détermination des sections d'acier des poutrelles

Types	En travée	Aux appuis
7(travées)	3HA8=1,50 cm^2	2HA12=2,26 cm^2
5(travées)	3HA14=4.62cm^2	2HA16=4.02 cm^2
2(travées)	3HA8=1.5cm^2	2HA12=2.26 cm^2

III.3.10.2. Armatures transversales:

- **Vérification de contrainte de cisaillement:**

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33 Mpa$$

Tableau : III.12. Vérification de contrainte de cisaillement

Type des poutrelles	Position	$V_{u\,max}$ (KN)	$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b_0\ xd}$ (MPa)	τ_u	observation
7(travées)	Appui	12,26	0,56	3,33	(C.V)
5(travées)	Appui	24.41	1.13	3,33	(C.V)
2(travées)	Appui	16.75	0.775	3.33	(c.v)

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \le \min\left[\frac{h}{35} = 0{,}571\,\text{cm}; 1\,\text{cm}; \frac{b_0}{10} = 1.2\,\text{cm}\right] = 0.571\,\text{cm}$$

On adopte : $\varphi_t = 6\,\text{mm} < \varphi_t = 7{,}42\,\text{mm}$

$a_t = \frac{\pi.\varphi_t}{4} = 0{,}28 cm^2$; Avec : a_t : section d'une barre transversale :

$A_t = n_t \times a_t = 0{,}56 cm^2 \quad \rightarrow A_t = 2\text{Ø}\ 6,$

- **espacement:**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales:
$\alpha = 90^0$, et avec une section d'armatures transversales:
At= 2Ø6, l'espacement des armatures transversales peut être déterminé par la formule suivante :

$$S_t \le \frac{A_{st}\ x0{,}9x\ F_s}{(\tau_b - \tau_0) x b_0}$$

τ_0=0,3xF_{tj}xK=0,3x2, 1x1=0,63(MPA).

$S_t \le \frac{0{,}56\ x0{,}9x\ 348}{(0{,}56-0{,}63)x120} = -20.88$ Donc l'espacement sera $S_t = 12(cm)$

III.3.10.3. Vérifications nécessaires:

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \ge 0.4 \text{ MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 120} = 1.55 \text{ MPa} \ge 0.4 \text{ MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \quad \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.001 \ldots\ldots\ldots \text{(C.V)}$$

Au voisinage de l'appui:

III.3.10.3.a. Appui de rives:

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \le \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \le b_0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60 Kn$$

Avec : a = Min [0.9 d ; (C-e-2)] =Min [16.2 ; 26] $\Rightarrow$ a=16.2 cm

Poutrelle à cept (07) travées : $T_u = 12{,}26 KN < 129{,}6 KN$

Poutrelle à cinq (05) travées : $T_u = 24{,}41KN < 129{,}6KN$

Poutrelle à deux (02) travées: $T_u = 16{,}75KN < 129{,}6KN$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

III.3.10.3.b. Appui intermédiaire:

1- **Poutrelle à (07) travées:**

$V_u+(M_u/0.9d)=11{,}22+[(-4{,}45)/(0.9x0.18)]= -16{,}16 < 0$……. (C.V)

2- **Poutrelle à (05) travées:**

$V_u+(M_u/0.9d)=23{,}22+[(-19{,}73)/(0.9x0.18)]= -98{,}57 < 0$……. (C.V)

3-**Poutrelle à (02) travées:**

$V_u+(M_u/0.9d)=12{,}54+[(-10{,}48)/(0.9x0.18)]= -52{,}15 < 0$……. (C.V)

III.3.11. Vérification à l'els:

La fissuration est peu nuisible, donc il faut vérifier la relation suivante :

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$$

$S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0)$ =2085(cm^3)>0 donc l'axe neutre est la table de compression. La vérification se fait dans le tableau suivant :

Tableau : III.13. Vérification à l'ELS

types	position	M_{ser}(KN.m)	Y(cm)	A (cm^2)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
7(travées)	Travée	6.33	2,73	1.50	5687,23	0,29	15	(cv)
	Appuis	4.45	3,17	2.26	7583	0,31	15	(cv)
5(travées)	Travée	18.25	2,73	4.62	5687,23	0.27	15	(cv)
	Appuis	14.43	3,17	4.02	7583	0.33	15	(cv)
2(travées)	Travée	6.15	2.73	1.50	5687,23		15	(cv)
	appuis	7.93	3.17	2.26	7583		15	(cv)

❖ **Vérification de la flèche:**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

✓ **poutrelle à 07 travées:**

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{317.5} = 0{,}060 \geq \frac{6{,}33}{15x6.32} = 0{,}06$……. (c.v)

$$\frac{A_t}{b_0.d} = \frac{0{,}56}{218} = 0{,}0025 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (C.V)$$

$\frac{h}{L} = \frac{20}{317.5} = 0,06 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044$ ……. $(C.V)$

✓ **poutrelle à 05 travées:**

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{663} = 0,060 \geq \frac{18.25}{15x14.5}$= 0.08……. (c.n.v)

$$\frac{A_t}{b_0.d} = \frac{0,56}{218} = 0,0025 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \text{ …….} (C.V)$$

$\frac{h}{L} = \frac{20}{663} = 0,03 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044$ ……. $(C.n.V)$

✓ **poutrelle à 02 travées:**

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{408} = 0,05 \geq \frac{6.15}{15x10.92}$= 0.05……. (c.v)

$$\frac{A_t}{b_0.d} = \frac{0,56}{218} = 0,0025 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \text{ …….} (C.V)$$

$\frac{h}{L} = \frac{20}{408} = 0,05 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044$ ……. $(C.V)$

DONC : la condition sont vérifie, n'a pas nécessaire de calculer la flèche pour poutrelle a (07) travées et Poutrelle a (02) travées .

❖ **Calcul la flèche de poutrelle a (05) travée:**

▪ **Charge permanente:**

- Poids du corps creux: G_1 = 0.65 x 1 = 0.65 KN/ml.
- Poids de la poutrelle: G_2 = 0.12 x 0.04 x 25 =0.12KN/ml.

Donc: G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.65 = 0.77 KN/ml.

▪ **Surcharge d'exploitation:**

- L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs:

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée]

Q = Max [1 KN ; 0.5 x 6,63] → Q = 3,315 KN.

Donc q_{ser}=G+Q = 4.085kn

La portée maximale des poutrelle à une longueur de : L_{max} = 6,63 m

$$L = 6,63\,m > 5\,m \Rightarrow F_{limite} = \frac{L}{1000} + 0.5cm = 1.163\,cm$$

La flèche de la poutrelle est calculée comme suit :

$F = \frac{5qL^4}{384\,EI}$ (Poutrelle sur deux appuis simples, et soumise à une charge Uniquement répartie « q »).

$I = bh^3/12$

$F = 5x4,085 \text{ x } (6,63)^4 / (384x10818,86x8) = 0,00118$ m

F = 1,18mm < F_{Limite}= 10,16mm. ……..La condition de la flèche est vérifié

✓ **Conclusion:** la condition de la flèche de poutrelle a (05) travées est vérifie.

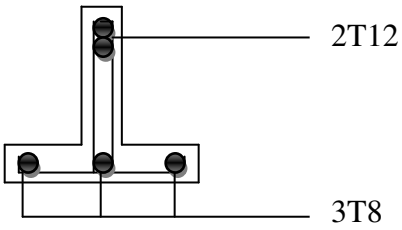


Fig.III.22. Ferraillage des poutrelles a (07) et (02) travées

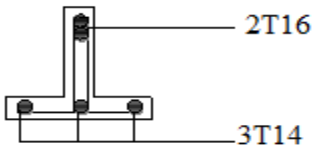


Fig.III.23. Ferraillage des poutrelles a (05) travées

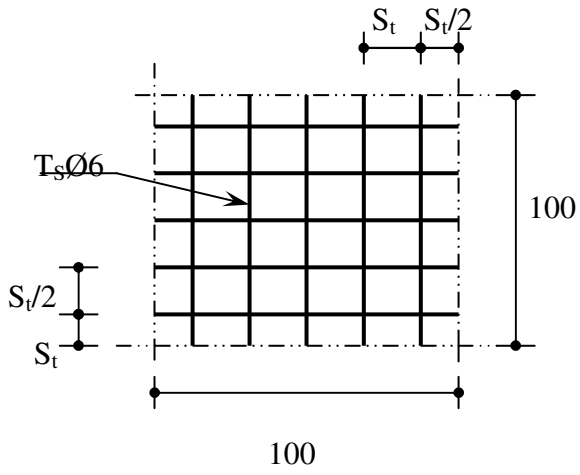


Fig.III.24. La table de compression

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes.

-Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale 20cm

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;

-La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\boldsymbol{A_s \geq \frac{4\,xL(cm)}{f_e(Mpa)}}$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

As : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $\boldsymbol{A_s \geq \frac{4\,x65}{520} = 0,5(cm^2)}$.

En conséquence, le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de (20x20) cm2, et de nuance TLE520 ; f_e=520 MPa ; ϕ=6mm.

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\begin{cases} 50 \le L_1 \le 80cm \Rightarrow A_1 = \dfrac{4L_1}{fe} & (L_1 en\, cm) \\ L_1 \le 50cm \Rightarrow A_2 = \dfrac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :
L_1 : Distance entre axes des poutrelles *(L_1=60cm)*
A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles *(AP)*
A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles *(AR)*

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Fe=520MPa (quadrillage de TS.TIE520→Ø≤6mm)
On a : L=60cm
Donc on obtient : A_1=*0,46cm²/ml*
On prend : 6T5=1,18cm²

$$S_t = \frac{100}{5} = 20cm$$

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0{,}49cm^2$$

Soit : 6T5=1,18cm²→S_t=20cm

✓ **Conclusion:**

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

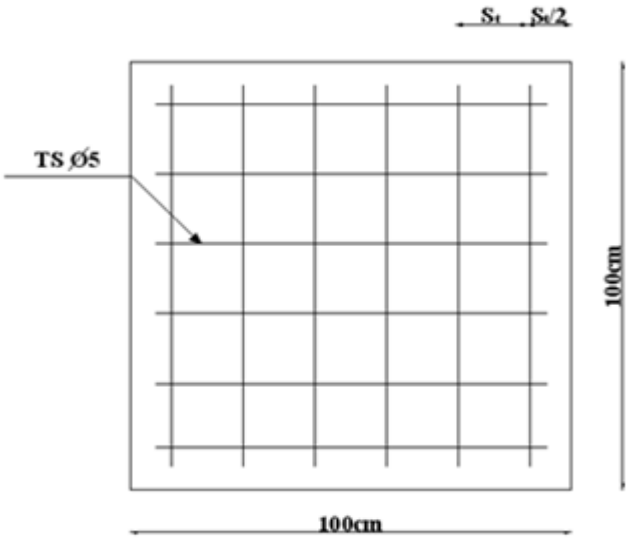


Fig.III.25. Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.4. Les dalles pleines:

III.4.1. Dalle pleine rectangulaire:

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).
Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée.

III.4.1.1. Evaluation des charges:

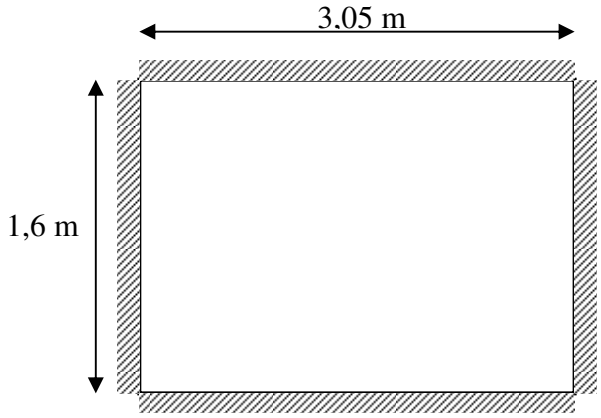


Fig.III.26. Dimensions de la dalle rectangulaire

G=5,33kN/m^2 , Q= 5kN/m^2.

- **ELU :** q_u=1,35G+1,5Q=14,7kN/m^2
- **ELS :**q_{ser}=G+Q=10,33kN/m^2

$$0,4 \le \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{3,05} = 0,52 \le 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.4.1.2. Calcul des moments :[1]

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de *v*.

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & à\ l'ELU \\ 0,2 & à\ l'ELS \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0{,}52 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0808 \\ \mu_y = 0{,}3075 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 3{,}04 kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0{,}93 kNm$$

- **Moments en travées:**
  M_{tx}=0,75M_x=2,28 kN.m
  M_{ty}=0,75M_y=0,7 kN.m
- **Moments sur appuis:**
  M_{ax}=M_{ay}=0, 5Mx=1,14kN.m

III.4.1.3. Ferraillage de la dalle: [1]

b=100cm; h=15cm; d=0, 9h=13,5cm; f_e=400MPa; f_{c28}=25MPa; f_{t28}=2,1MPa; σ_s=348MPa
Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau : III.14.Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm^2)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	2.28	0,008	0	0,015	13,42	0 ,49	5T6	1,41	25
	y-y	0.7	0,003	0	0,0045	13,47	0,15	4T6	1,13	30
Appuis	x-x y-y	1.14	0,004	0	0,001	13,44	0,24	4T6	1,13	30

- **Espacement:**
- **En Travée:**

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifier$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{3} = 33{,}33cm \prec Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifier$

- **Sur Appuis:**

Sens x-x : $esp = \frac{100}{3} = 33{,}33cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifier$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{3} = 33{,}33cm \prec Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifier$

III.4.1.4. Condition de non fragilité: [1]

On a : $12cm \le e \le 30cm$
h=*e*=15cm*; b*=100cm

$$\begin{cases} A_x \ge \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1{,}48cm^2 \\ A_y \ge \rho_0 bh = 1{,}2cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0{,}8‰ \; pour \; les \; barres \; à \; haute \; adhérence \\ \rho = \dfrac{L_x}{L_y} = 0{,}52 \end{cases}$

- **En Travée:**
  - ✓ Sens x-x : $A_x = 1{,}41cm^2 \succ A_s^{\min} = 1{,}43cm^2 .....non \; vérifiée$

    On prend : $5T8 = 2{,}31cm^2 \Rightarrow esp = \dfrac{100}{4} = 25cm$
  - ✓ Sens y-y : $A_y = 1{,}13cm^2 \succ A_s^{\min} = 1{,}2cm^2 .....non \; vérifiée$

    On prend : $4T8 = 2{,}01cm^2 \Rightarrow esp = \dfrac{100}{3} = 30cm$
- **Sur Appuis:**
  - ✓ Sens x-x : $A_x = 1{,}13cm^2 \succ A_s^{\min} = 1{,}43cm^2 .....Non \; vérifiée$

    On prend : $4T8 = 2{,}01cm^2 \Rightarrow esp = \dfrac{100}{4} = 25cm$
  - ✓ Sens y-y : $A_y = 1{,}13cm^2 \succ A_s^{\min} = 1{,}2cm^2 .....Non \; vérifiée$

    On prend : $4T8 = 2{,}01cm^2 \Rightarrow esp = \dfrac{100}{4} = 25cm$

III.4.1.5. Calcul des armatures transversales: [1]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci après est vérifiée :

$\tau_u = \dfrac{T_u^{\max}}{bd} \prec \overline{\tau}_u = 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25MPa$

III.4.1.6. Vérification à l'els: [1]

III.4.1.6.a. Evaluation des sollicitations à l'els:

$$\frac{L_x}{L_y} = 0{,}52 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0857 \\ \mu_y = 0{,}4781 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 2{,}26kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 1{,}08kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0{,}75 M_x = 1{,}69kNm \\ M_{ty} = 0{,}75 M_y = 0{,}81kNm \\ M_a = 0{,}5 M_x = 1{,}13kNm \end{cases}$$

III.4.1.6.b. Vérification des contraintes:

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau : III.15. Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I(cm^4)	σ_{bc} (MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa	observation
Travée	x-x	1,69	2,51	2,83	5041,91	1,30	15	vérifié
	y-y	0,81	2,01	2,56	4167,68	0,68		
Appuis	x-x y-y	1,13	2,51	2,83	5041,91	0,87	15	vérifié

III.4.1.6.c. Vérification de la flèche: [1]

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left.\begin{array}{l} 1-\dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ 2-\dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \grave{a} \dfrac{1}{35} \\ 3-\dfrac{A}{bd} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{array}\right\} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}093 \succ 0{,}037 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifie \\ 0{,}093 \succ 0{,}028 \grave{a} 0{,}037 \ldots\ldots\ldots vérifie \\ 1{,}85.10^{-3} \prec 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots vérifie \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.2.DALLE PLAINE TRIANGULAIRE:

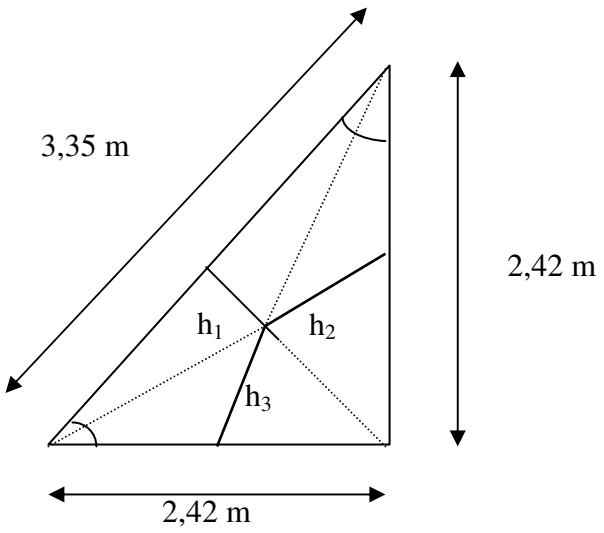


Fig.III.27. Dimensions de la dalle triangulaire

$$tg\,45 = \frac{h_2}{\left(\frac{2,42}{2}\right)} \Rightarrow h_2 = tg\,45 \cdot \frac{2,42}{2}$$

$$h_2 = 1,21\ m$$

$$tg\,45 = \frac{h_3}{\left(\frac{2,42}{2}\right)} \Rightarrow h_3 = tg\,45 \cdot \frac{2,42}{2}$$

$$h_3 = 2,21 m$$

$(h_1)^2 = (1,72)^2 - (\frac{3,35}{2})^2 = 0,15$ m

$h_1 = 0,4$ m

D'où :

$h_1 = 0.4$ m

$h_2 = 1,21$ m

$h_3 = 1.21$ m

III.4.2.1. Evaluation des charges:

Charge permanente : G = 5,33 KN /m^2

Charge d'exploitation : Q = 5 KN/m^2

III.4.2.2. Combinaison des charges:

- **ELU** : q_u=1,35G+1,5Q=14,69kN/m^2
- **ELS :**q_{ser}=G+Q=10,33kN/m^2

III.4.2.3. Calcul des efforts internes:

$h_1 = 0.4$ m

$h_2 = 1.21$ m

$h_3 = 1.21$ m

- ✓ **Travail extérieur:**

$\tau_{ext} = \sum P_u S \delta_G$

avec :

P_u : Charge uniformément répartie

S : Surface de la dalle

δ_G : Déplacement du centre de gravité de la surface « S »

on a : $S_1 = \frac{3,35 \times 0.4}{2} = 0,67\ m^2$ $\quad \delta_G = \frac{1}{3}$ $\quad \tau_{ext} = \sum P(2,03 \times \frac{1}{3}) = 0,22\ P$

$S_2 = \frac{2,42 \times 1,21}{2} = 1,46\ m^2$ $\quad \delta_G = \frac{1}{3}$ $\quad \tau_{ext} = \sum P(1,46 \times \frac{1}{3}) = 0,49\ P$

$S_3 = \frac{2,42 \times 1.21}{2} = 1,46\ m^2$ $\quad \delta_G = \frac{1}{3}$ $\quad \tau_{ext} = \sum P(0,49 \times \frac{1}{3}) = 0,49\ P$

Alors :

τ_{ext} = 1,2 P

- ✓ **Travail intérieur:**

Pour une partie de dalle le travail des forces internes est égal au produit du moment de plastification par la rotation de la partie de dalle autour de son axe et par la projection de la ligne de rupture (L . R) sur l'axe de rotation .

$\tau_{int} = \sum m\omega a + \sum m`\omega a$

a : projection de L.R sur l'axe de rotation

on a : $\omega_1 = \frac{1}{1,21} = 0,82$ τ_{int} = (m+m`) x 0,82 x 3,35 = 2,747(m+m`)

$\omega_2 = \frac{1}{1,21} = 0,82$ τ_{int} = (m+m`) x 0,82 x 2,42 = 1,98(m+m`)

$\omega_3 = \frac{1}{0,4} = 2,5$ τ_{int} = (m+m`) x 2, 5 x 2,42 = 6.05 (m+m`)

Alors :

τ_{int} = 10,77 (m+m`)

-Pour une dalle transformée en mécanisme :

$\tau_{ext} = \tau_{int}$

1,2 P = 10,77 (m+m`) ⇒ (m+m`) = $\frac{1,33\ P}{10,77}$

On a : m`= 0,5 m ⇒ m = $\frac{1,2\ P}{10,77 \times 1,5}$ = 0,08 P

A l'ELU : P_u =1,35G+1,5Q=14,69kN/m^2

On trouve :
- m = 0,08 P_U = 1,18 KN m
- m` = 0,5 m = 0,59 KN m

A l'ELS : P_u =G+Q=10,33 kN/m^2

On trouve :
- m = 0,08 P_U = 0,83 KN m
- m` = 0,5 m = 0,415 KN m

III.4.2.4. Ferraillage:

le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml ;

avec

b = 100 cm ; h= 15cm ; d = 13,5 cm ; c = c`=3 ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_s=348MPa ; σ_{bc}=14,2MPa

Tableau : III.16. Ferraillage de la dalle pleine triangulaire

	Moment[kNm]	μ	α	Z [cm]	A_S^{cal} [cm²]	$A_S^{adopté}$[cm²]	Esp[cm]
Travée	*1.18*	*0,0045*	*0,005*	*13 ,38*	*0,177*	*5T8=2,51*	25
Appui	*0.59*	*0,0022*	*0,0025*	*13,44*	*0,088*	*5T8=2,51*	25

$esp = \frac{100}{4} = 25cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifier$

III.4.2.5. Verifications:

III.4.2.5.a. Condition de non fragilite:

Il faut que :

$A_S \geq 0,23\ (ft28 / fe)\ b\ d = 1,74\ cm^2$

En travée : A_S *2,51*cm^2 >1,74 cm^2 ……. vérifiée

Sur appuis : A_S *2,51*cm^2 > 1,74 cm^2 …….vérifiée

III.4.2.5.b. Verification de l'effort tranchant:

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05\, f_{c28} = 1,25\,MPa$

$T_U = \frac{p_u \times L_X \times L_Y}{2 \times L_X + L_Y} = \frac{14,69 \times 2,42 \times 2,42}{2 \times 2,42 + 2,42} = 11,84\,kN$

$\tau_u = \frac{11,84 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,087\,MPa < 1,25\,MPa.....vérifiée$

III.4.2.5.c. Verification des contraintes a l'els:

III.4.2.5.c.1. Vérification des contraintes:

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau : III.17. Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser} (knm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Σ_{bc} (mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (mpa)	Observation	Σ_s (mpa)	$\Sigma_s \leq \overline{\sigma}s$
Travée	0,83	2,51	2,83	5041,91	1,703	15	Vérifié	96,18	Vérifié
Appuis	0,415	2,51	2,83	5041,91	0,85	15	Vérifié	48,09	Vérifié

III.4.2.5.c.2. Vérification de la flèche : [1]

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left.\begin{array}{l} 1-\dfrac{h}{L_x}\geq\dfrac{M_t}{20M_x} \\ 2-\dfrac{h}{L_x}\geq\dfrac{1}{27}\grave{a}\dfrac{1}{35} \\ 3-\dfrac{A}{bd}\leq\dfrac{2}{f_e} \end{array}\right\}\Rightarrow\begin{cases} 0{,}060\succ 0{,}037.....vérifie \\ 0{,}06\succ 0{,}028\grave{a}0{,}037.....vérifie \\ 1{,}85.10^{-3}\prec 5.10^{-3}.....vérifie \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.3.Etude de la dalle machine:

III.4.3.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.4.3.2. Prédimensionnement:

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

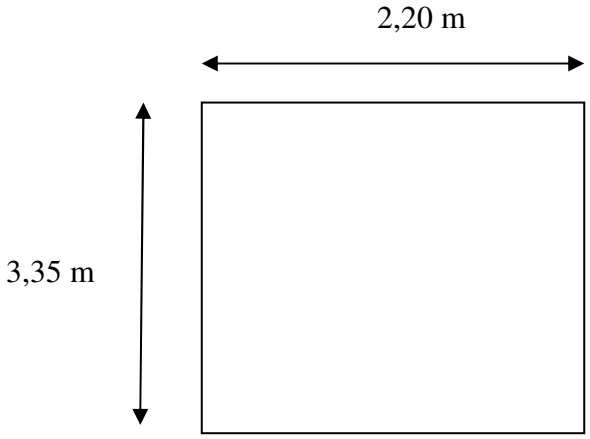


Fig.III.28. Dimensions de la dalle rectangulaire

Nous avons deux conditions à vérifier :

III.4.3.2.a. Résistance à la flexion:

$$\frac{L_x}{50}\leq e\leq\frac{L_x}{40}\Rightarrow\frac{220}{50}\leq e\leq\frac{220}{40}$$

$$4{,}4cm\leq e\leq 5{,}5cm$$

III.4.3.2.b. Condition de l'e.N.A:

L'entreprise nationale des ascenseurs **(E.N.A)** préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

On prend : e=25cm

III.4.4.Détermination des charges et surcharges:

a-Charges permanentes:

- Poids de la dalle machine supportée…….50,00kN/m^2
- Poids propre de la dalle……....0,25x25=6,25kN/m^2

- Gravillon de protection (e=5cm)……0,85kN/m^2
- Etanchéité multicouche(S36) …….0,12kN/m^2
- Forme de pente……...2,20kN/m^2
- Isolation thermique (liège)……..0,16kN/m^2
- Enduit de plâtre ……0,20kN/m^2

G=59,78kN/m^2

b-Surcharge d'exploitatio: Q=1kN/m2

III.4.5. Combinaison des charges:

E.L.U: q_u=1,35G+1,5Q=**82,2kN/m^2**

E.L.S: q_{ser}=G+Q=**60,78kN/m^2**

III.4.6.Calcul des efforts: [5]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

✓ **Calcul de « ρ » :**

$$0,4 \prec \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,20}{3,35} = 0,65 \prec 1$$

$\Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

- **E.L.U:**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0751 \Rightarrow M_x = 29,88 kN.m \\ \mu_y = 0,3613 \Rightarrow M_y = 10,79 kN.m \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

✓ **Moments en travées:**

M_{tx}=0, 75Mx=22,41 kN.m

M_{ty}=0, 75My=8,10 kN.m

✓ **Moments sur appuis:**

M_{ax}=0,5M_x=14,94 kN.m

M_{ay}=0,5M_y=4,05 kN.m

M_a=Max (M_{ax} ; M_{ay})=14,94 kN.m

III.4.7.Feerraillage de la dalle: [1]

Le ferraillage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h)= (100x25) cm2 qui travaille en flexion simple.

III.4.7.1. Ferraillage en travée:

III.4.7.1.a. Dans le sens « L_x » :

On a :

b = 100 cm ; h = 25 cm ; d=0, 9h = 22,5 cm ; c =2 cm; σ_{bc} =14,17 MPa ; σ_s = 348 MPa

Tableau : III.18. Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens L_x

M_{tx} (kNm)	μ	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal}(cm^2)	Choix	$As^{adopté}$ (cm^2)
22,41	0,03124	0	0,03967	22,14	2,90	5T10	3,93

✓ **Espacement:**

$$Esp = \frac{100}{4} = 25cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm.....vérifée$$

III.4.7.1.b. Dans le sens « L_y» :

On a : b = 100cm ; h =25cm ; d=d_x-Ø$_x$=21,5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σs=348MPa

Tableau : III.19. Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens L_y)

M_{ty} (kNm)	μ	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	As^{cal}_s (cm^2)	Choix	$As^{adopté}$ (cm^2)
8,10	0,01236	0	0,01555	21,36	1,09	5T8	2,51

✓ **Espacement:**

$$Esp = \frac{100}{4} = 25cm \prec Min(4h;45cm) = 45cm.....vérifée$$

III.4.7.2. Ferraillage sur appuis:

On a : b=100cm ; h=25cm ; d=22,5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

Tableau : III.20. Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage sur appuis

M_a (kNm)	μ	$As^{'}$ (cm^2)	α	Z (cm)	As^{cal} (cm^2)	Choix	As^{adp} (cm^2)
14,94	0,0208	0	0,0263	22,26	1,92	5T8	2,51

- ✓ **Espacement:**

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{4} = 25cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm(sens\ x-x) & .....vérifiée \\ \frac{100}{4} = 25cm \prec Min(4h;45cm) = 45cm(sens\ y-y) & .....vérifiée \end{cases}$$

III.4.8. Calcul des armatures transversales: [5]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \le \overline{\tau}_u = 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 78{,}17kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 60{,}28kN$$

$$T_u^{\max} = Max(T_x;T_y) = 78{,}17kN$$

$$\tau_u = \frac{78{,}17.10^3}{1000x225} = 0{,}347MPa \prec \overline{\tau}_u = 1{,}25MPa.....vérifiée$$

III.4.9. Vérification à l'Els:

III.4.9.1. Vérification des contraintes:

- **Béton :**

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

- **Acier :**

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe;150\eta\right) = 240MPa$$

Avec :

η =1,6 pour HA ; fe=400MPa

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0{,}65 \quad ; \quad q_{ser} = 60{,}78 kN/m^2$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

❖ **E.L.S:**

$$\begin{cases} \mu_x = 0{,}0751 \Rightarrow M_x = 22{,}10 kNm \\ \mu_y = 0{,}3613 \Rightarrow M_y = 7{,}98 kNm \end{cases}$$

- **Moments en travées:**

  M_{tx}=0,75M_x=16,57 kNm

  M_{ty}=0,75M_y=5,98 kNm

- **Moments sur appuis:**

  M_a=Max (0,5M_x; 0, 5 M_y) =11,05 kNm

III.4.9.1.a. Détermination de la valeur de « y » :

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

III.4.9.1.b. Moment d'inertie:

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

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

Tableau : III.21. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

		m_t(knm)	a_s(cm²)	y(cm)	i(cm⁴)	σ_{bc}(ma)	$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc}$ **15**	σ_s(mpa)	$\sigma_s \le \overline{\sigma}_s$ **240**
Travée	**(x-x)**	16,57	3,93	4,59	22132,69	3,4	Vérifiée	201,23	Vérifiée
	(y-y)	5,98	2,51	3,66	13616,95	1,61		124,11	
Appuis		11,05	2,51	3,75	14994,12	2,76		196,21	

❖ **Vérification de la condition de non fragilité: [3]**

h=25cm ; b=100cm

$$\begin{cases} A_x \ge \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2{,}00 cm^2 \\ A_y \ge \rho_0 bh = 2{,}00 cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0{,}8\,‰ \quad pour \quad les \quad barres \quad à \quad haute \quad adhérence \quad [1] \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \end{cases}$

- **Sens L_{x-x} :**

Sur appuis : A_x =2,51 cm^2/ml>2,00cm^2……vérifiée
En travée : A_x=3,93 cm^2/ml>2,00cm^2……vérifiée

- **Sens L_{y-y} :**

Sur appuis : A_y=2,51 cm^2/ml>2,00cm^2……vérifiée
En travée : A_x=2,51 cm^2/ml>2,00cm^2……vérifiée

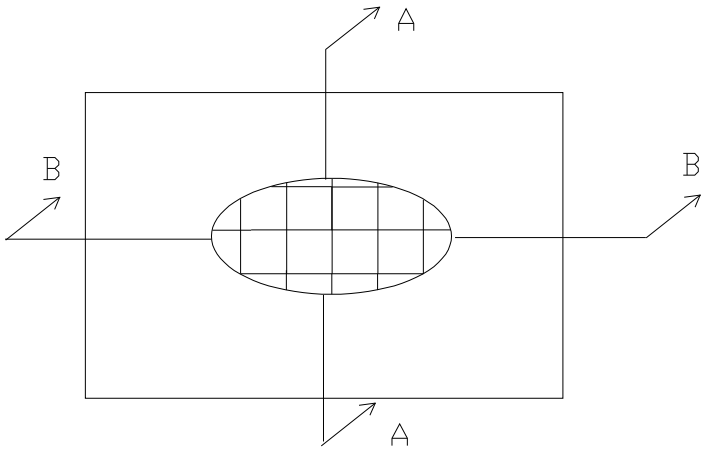
III.4.10. Vérification de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} \bullet\ \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \bullet\ \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} à \dfrac{1}{35} \\ \bullet\ \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}1136 \succ 0{,}0375 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 0{,}1136 \succ 0{,}028 à 0{,}037 \ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 1{,}74.10^{-3} \prec 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \end{cases}$$

✓ **Conclusion:**

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



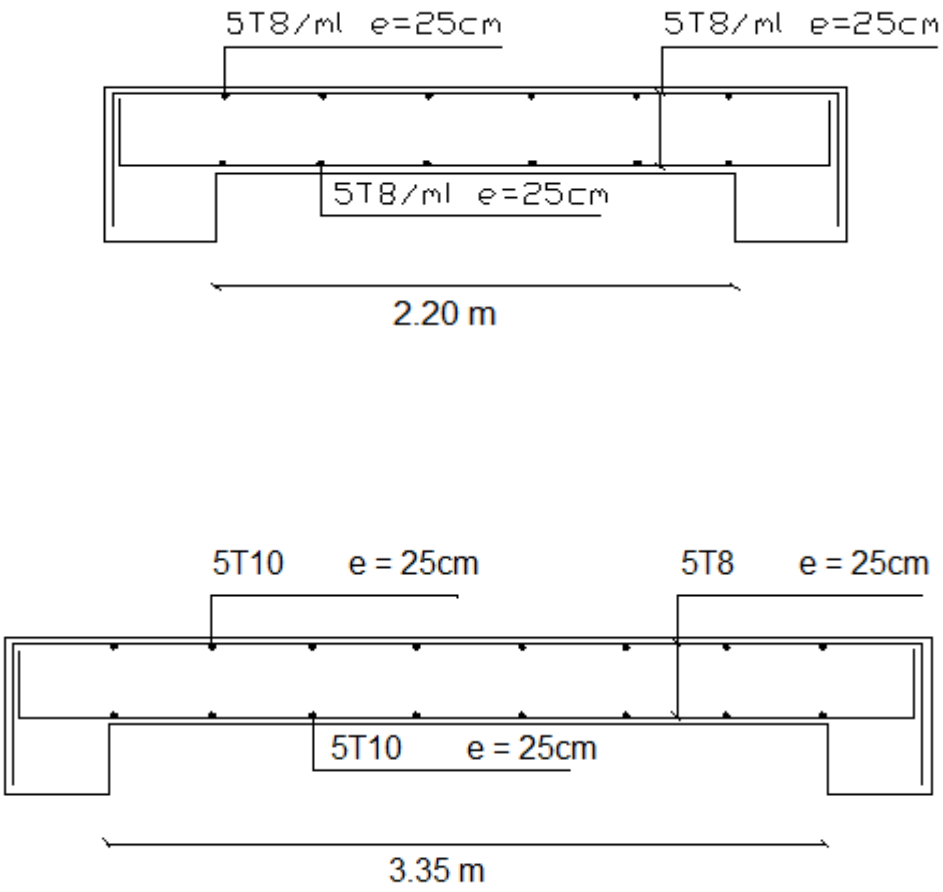


Fig.III.29. Feraillage de la dalle machine

CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1. Introduction generale:

Les tremblements de terre constituent un risque considérable pour les régions urbaines et rurales, et peuvent conduire à des dégâts importants tant sur le plan humain que sur le plan matériel. C'est pourquoi, pour fournir un degré adéquat de sécurité à un coût raisonnable, il est nécessaire d'avoir une maîtrise parfaite des paramètres contrôlant l'aléa sismique en vue d'entreprendre toutes les actions nécessaires pour la réduction de la vulnérabilité des structures. Ceci nécessite une large connaissance des propriétés des mouvements forts, de l'influence des paramètres environnementaux sur ces mouvements sismiques et de la réponse dynamique des structures excitées par les accélérations de sol.

Des études expérimentales et analytiques des mouvements forts de sol ont pu être développées ces dernières années grâce à une densification plus importante des réseaux de séismographes et d'accélérographes installés dans les différentes régions sismiques du monde. L'intérêt pour de telles études, s'est accentué en raison des problèmes de sécurité se posant avec une acuité de plus en plus grande surtout pour certaines structures importantes particulièrement sensibles aux séismes (telles que les centrales nucléaires, les ponts, les barrages, bâtiments de grandes hauteurs, équipements secondaires, etc…). En effet, outre l'étude du comportement dynamique de ce type de structures, l'analyse des effets de l'interaction sol-structure et le cas échéant de l'isolation à la base de ces structures requiert, entre autres, une parfaite connaissance de l'action sismique. Pour ce l'étude du comportement des constructions, sous l'action dynamique, est devenue plus que nécessaire pour les ingénieurs de génie civil.

- **Introduction:**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les tremblements de terre sont une libration brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans les directions et atteignent la surface du sol.

Malheureusement se phénomène a plusieurs inconvénients comme l'énormité des pertes humains et matérielles. Et cela peut engendrer une grave crise économique, dans les régions touchées.

Les séismes continueront à surprendre l'homme, et la seule chose que nous pouvons prédire avec certitude c'est que plus nous somme éloignés du dernier tremblement de terre, plus nous somme proches du suivant. Il est donc nécessaire de construire des structures parasismiques en zone sismique.

IV.2. Étude dynamique:

IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non amorties. L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.2. Modelisation de bloc (A):

IV.2.2.1. Modelisation mathematique:

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.
En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.2.2. Caracteristiques dynamiques propres:

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.
Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\left\{\ddot{x}(t)\right\}+[K]\{x(t)\}=\{0\}.....(1)$$

Avec :
[M] : Matrice de masse de la structure.
[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{\ddot{x}\right\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degré de liberté nous fournie les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.
Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\}=\{A\}\sin(\omega t+\varphi).....(2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω: Fréquence de vibration.

φ: Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{\ddot{x}\right\}=-\omega^2\{A\}\ \sin(\omega.t+\varphi).....(3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$\left([K]-\omega^2[M]\right)\{A\}\sin(\omega.t+\varphi)=0.....(4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$\left([K]-\omega^2[M]\right)\{A\}=\{0\}.....(5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega=\left|[K]-\omega^2[M]\right|=0.....(6)$$

L'expression ci dessus est appelée «**Equation caractéristique**».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2).

Les (n) solutions $(\omega_1^2;\omega_2^2;.....;\omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1er mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental $(\omega_1<\omega_2<...<\omega_n)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ où forme modale (modale Shape).

IV.3. Modelisation des structures etudiees:

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessite de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul appelé **SAP2000 (Version 12)**.

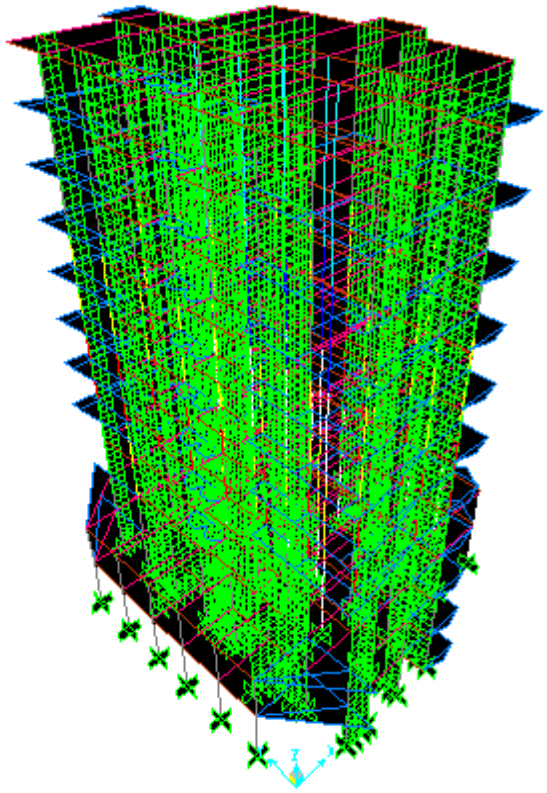


Fig.IV.1. Modélisation du bloc (A)

IV.3.1. Modelisation des rigidite:

La modélisation des éléments constituants le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
  - Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
  - Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (schell) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Les planchers ne sont pas modéliser, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable pour les planchers à corps creux ou les dalles pleines).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.2. Modélisation de la masse:

- Pour la masse des planchers ; La masse est calculée automatiquement par le logiciel **SAP2000 v12** (masse source) à partir de l'équation (G+βQ) imposée par le **RPA99 version 2003**.
  Avec :
  β=0,2 pour un bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés.

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, poutres et les voiles est prise égale à celle du béton à savoir 25 Kn/m^3.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.4. Resultants de l'analyse dynamique:

IV.4.1. Les redultats a partir du ficher de sortie du *sap2000*:

Le modèle initial retenu dans cette étude est donné sur la figure IV.2

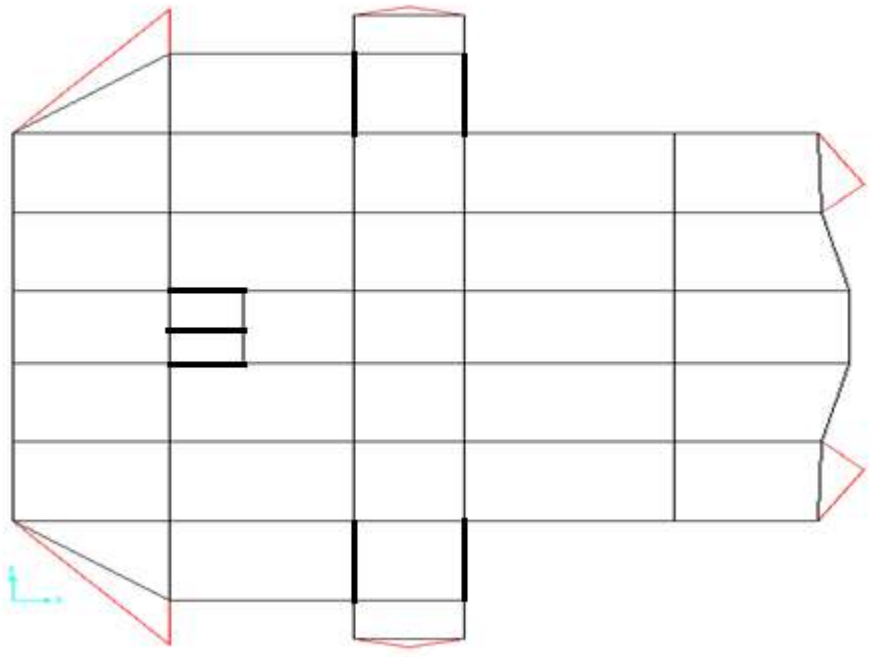


Fig.IV.2. Modèle initiale (RDC)

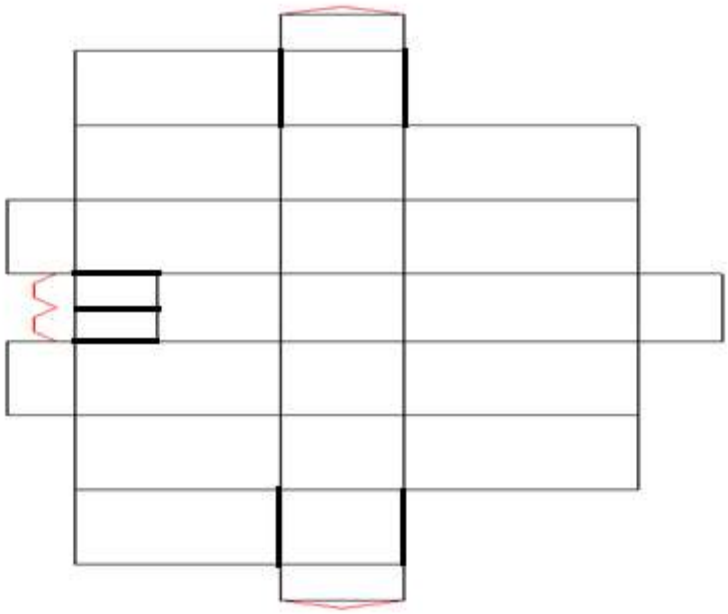


Fig.IV.3. Modèle initiale (2ème ⟶ 9ème étage)

IV.5. Caractéristiques dynamique de la structure:

Pour déterminer les efforts horizontaux d'origine sismique, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

IV.5.1. Centre de Rigidité et Centre de Masse:

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe orthonormé, convenablement choisi, et défini par les relations suivantes :

$$X_{Gj} = \frac{\sum w_i \cdot x_i}{\sum w_i} \qquad \text{et} \qquad Y_{Gj} = \frac{\sum w_i \cdot y_i}{\sum w_i}$$

W_i : poids de l'élément (i) du niveau considéré.
X_i , Y_i : coordonnées de centre de masse de l'élément (i) par rapport au repère global.
X_G , Y_G : coordonnées de centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Le centre de rigidité(torsion) est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les relations suivantes :

$$X_{tj} = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}} \qquad \text{et} \qquad Y_{tj} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

I_{xi}, I_{yi} : moments d'inertie de la section transversale (du poteau ou voile) par rapport au repère global « ox ; oy » respectivement.
X_i, Y_i : coordonnées du point « i » par rapport au repère global choisi.

X_{tj} ,Y_{tj} : coordonnées de centre de torsion du niveau « j » par rapport au repère choisi.

IV.6. Bloc A:

Tableau : IV.1.centre de masse et centre de rigidité(torsion) (bloc A)

	Inertie et	centre d'inertie			Masse et centre de Masse		
Niveau	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)
3.74	1.0733	0.8440	11.32	12.77	5198.37	11.38	12.76
7.48	1.0520	0.8568	11.38	12.77	5047.02	11.35	12.77
11.22	0.8297	0.6096	11.16	12.85	3316.07	11.43	12.77
14.96	0.8488	0.6082	10.91	12.82	3439.28	11.01	12.65
18.70	0.7900	0.5477	10.88	12.77	3450.96	11.01	12.76
22.44	0.7900	0.5494	10.88	12.77	3428.41	11.01	12.76
26.18	0.7500	0.5158	10.94	12.77	3407.96	11.01	12.76
29.92	0.7507	0.5100	10.87	12.77	3389.75	11.01	12.76
33.66	0.7225	0.4883	10.96	12.76	3369.43	11.01	12.76
37.40	0.7231	0.5015	10.86	12.77	3379.02	11.01	12.76
41.14	0.7121	0.4838	10.78	12.75	3960.43	10.36	12.76

- ✓ **Calcul de l'excentricité:**

Tableau : IV.2.Calcul de l'excentricité (bloc A)

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
3.74	0.06	0.01	Ok
7.48	0.03	0.00	Ok
11.22	0.27	0.08	Ok
14.96	0.10	0.17	Ok
18.70	0.13	0.01	Ok
22.44	0.13	0.01	Ok
26.18	0.07	0.01	Ok
29.92	0.14	0.01	Ok
33.66	0.05	0.00	Ok
37.40	0.15	0.01	Ok
41.14	0.42	0.01	Ok

IV.7. Resultats de l'analyse dynamique:

IV.7.1.Les resultats a partir du ficher de sortie du *sap2000*:

Les résultats de l'étude dynamique sont donnés dans le tableau IV.1 les résultats du tableau correspondant à la structure comportant uniquement les voiles de la cage d'ascenseur et d'escalier.

Tableau : IV.3.Période et facteurs de participation massique du modèle initial

		facteur de participation massique (%)					
modes	période(s)	u_x	u_y	u_z	$\sum u_x$	$\sum u_y$	$\sum u_z$
1	1,454083	0,64287	0,00045	0,000001439	0,64287	0,00045	0,000001439
2	1,444698	0,01166	0,02574	2,049e-08	0,65453	0,02619	0,000001459
3	1,144446	1,626e-07	0,58703	2,46e-09	0,65453	0,61322	0,000001462
4	0,498073	0,00003658	0,00234	1,177e-08	0,65457	0,61556	0,000001474
5	0,469001	0,14763	7,377e-07	0,00002062	0,80219	0,61556	0,00002209
6	0,293172	6,354e-10	0,15185	7,917e-09	0,80219	0,76742	0,0000221
7	0,284355	5,374e-08	0,02895	4,418e-09	0,80219	0,79637	0,0000221
8	0,241763	0,07688	5,996e-09	0,00000132	0,87907	0,79637	0,00002342
9	0,198148	3,308e-07	0,00001911	6,034e-09	0,87907	0,79639	0,00002343
10	0,150273	0,04844	6,721e-08	0,00009006	0,92751	0,79639	0,00011
11	0,147579	0,00000657	0,00021	0,000000161	0,92752	0,79659	0,00011
12	0,127804	5,852e-10	0,09131	0,000004207	0,92752	0,8879	0,00012

- **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : T = 1,454 s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 13ème mode.
- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2ème mode est un mode de rotation.
- Le 3ème mode est un mode de rotation.

- **Vérification réglementaire des périodes:**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

Une période fondamentale T_{dyn}= 1.45s.

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule : $T=0.09*h_N/\sqrt{D}$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

h_N : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

On a : T_e=0.09x41.14/$\sqrt{15.34}$ =0.95 s

Tableau : IV.4. Vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0,743	1.45	0,96	non
Y	0,732	1.45	0,95	non

1,3×T_{emp}=0.96 s < T_{num}= 1.45 s (la condition est donc non vérifiée).

Vu que les résultats obtenus ne vérifient pas les normes exigées par RPA 99/V2003,

il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment à dépassé les *8* mètres en zone III.

Ci qui d'après le « ***RPA99 modifié en 2003*** » [1], rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

Les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voiles nécessaires à rajouter et la position des voiles rajoutés.

❖ **Modèle final:**

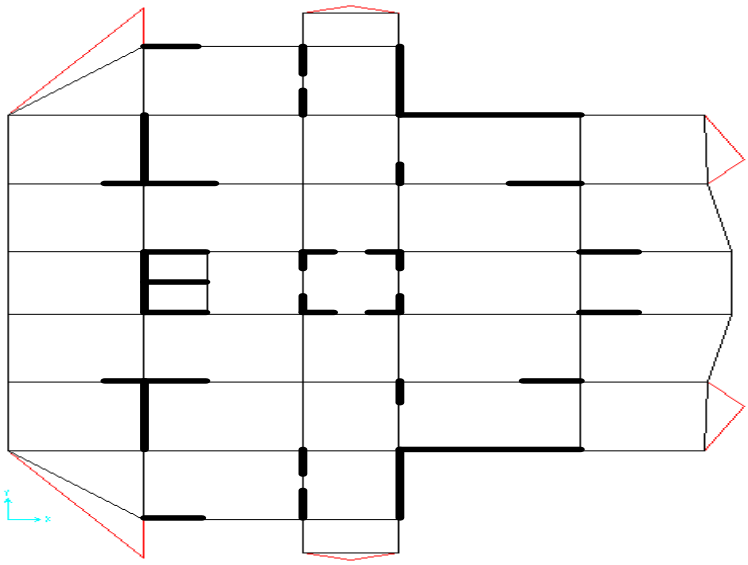


Fig.IV.4. Modèle final (RDC)

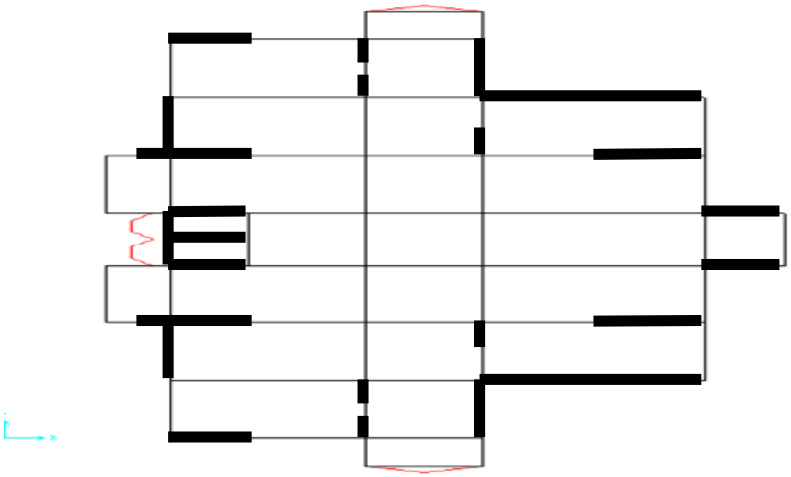


Fig.IV.5. Modèle final (2ème ⟶ 9ème étage)

IV.8. Caractéristiques dynamique de la structure:

Pour déterminer les efforts horizontaux d'origine sismique, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

IV.8.1. Centre de Rigidité et Centre de masse:

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe orthonormé, convenablement choisi, et défini par les relations suivantes :

$$X_{Gj} = \frac{\sum W_i \cdot X_i}{\sum W_i} \qquad \text{et} \qquad Y_{Gj} = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i}$$

W_i : poids de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i , Y_i : coordonnées de centre de masse de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G , Y_G : coordonnées de centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Le centre de rigidité(torsion) est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les relations suivantes :

$$X_{tj} = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \qquad \text{et} \qquad Y_{tj} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

I_{xi}, I_{yi} : moments d'inertie de la section transversale (du poteau ou voile) par rapport au repère global « ox ; oy » respectivement.

X_i, Y_i : coordonnées du point « i » par rapport au repère global choisi.

X_{tj} , Y_{tj} : coordonnées de centre de torsion du niveau « j » par rapport au repère choisi.

Tableau : IV.5.Centre de masse et centre de rigidité(torsion) (bloc A)

inertie et centre d'inertie			masse et centre de masse				
niveau (m)	∑ ix (m4)	∑ iy (m4)	xr (m)	yr (m)	masse (kn)	xg (m)	yg (m)
3.74	0.9558	3.9035	11.23	12.78	5969.10	11.34	12.78
7.48	0.9558	3.9035	11.23	12.78	5727.27	11.30	12.78
11.22	0.7767	3.7035	10.94	12.84	3915.57	11.34	12.80
14.96	0.7807	3.7129	10.59	12.84	3997.59	10.98	12.69
18.70	0.7219	3.6541	10.53	12.78	3960.90	10.98	12.78
22.44	0.7219	3.6541	10.53	12.78	3901.63	10.97	12.78
26.18	0.6825	3.6147	10.48	12.78	3842.36	10.96	12.78
29.92	0.6825	3.6147	10.48	12.78	3789.80	10.95	12.78
33.66	0.6550	3.5872	10.44	12.78	3737.24	10.95	12.78
37.40	0.6550	3.5872	10.44	12.78	3737.24	10.95	12.78
41.14	0.6591	3.5967	10.34	12.78	4133.85	10.36	12.78

- ✓ **Calcul de l'excentricité**

Tableau : IV.6. Calcul de l'excentricité bloc(A)

excentricité			
niveau (m)	ex = |xr-xg| (m)	ey = |yr-yg| (m)	vérification
3.74	0.11	0.00	ok
7.48	0.07	0.00	ok
11.22	0.40	0.04	ok
14.96	0.39	0.15	ok
18.70	0.45	0.00	ok
22.44	0.44	0.00	ok
26.18	0.48	0.00	ok
29.92	0.47	0.00	ok
33.66	0.51	0.00	ok
37.40	0.51	0.00	ok
41.14	0.02	0.00	ok

IV.8.2. Caractéristiques dynamiques

Tableau : IV.7. Période et facteurs de participation massique du modèle final

		facteur de participation massique (%)					
mode	**période(s)**	$\mathbf{u_x}$	$\mathbf{u_y}$	$\mathbf{u_z}$	$\mathbf{\sum u_x}$	$\mathbf{\sum u_y}$	$\mathbf{\sum u_z}$
1	0,915028	0,00000056	0,62115	0,00000013	0,00000056	0,62115	0,00000011
2	0,749002	0,60423	0,0000853	0,00001853	0,60423	0,62124	0,00001864
3	0,729096	0,01439	0,00298	3,331e-07	0,61862	0,62422	0,00001897
4	0,230581	0,0000045	0,1892	0,00000151	0,61863	0,81342	0,00002048
5	0,194921	0,00309	0,00024	6,124e-07	0,62171	0,81366	0,00002109
6	0,189255	0,20326	1,907e-08	0,00003337	0,82498	0,81366	0,00005446
7	0,112206	2,055e-07	1,099e-07	0,00007219	0,82498	0,81366	0,00013
8	0,112131	6,205e-07	8,496e-07	0,00005978	0,82498	0,81366	0,00019
9	0,111547	5,132e-08	0,00047	0,00022	0,82498	0,81414	0,0004
10	0,915028	5,038e-08	0,00011	0,00092	0,82498	0,81425	0,00132
11	0,749002	0,00000544	0,07516	0,00000176	0,82498	0,8894	0,00132

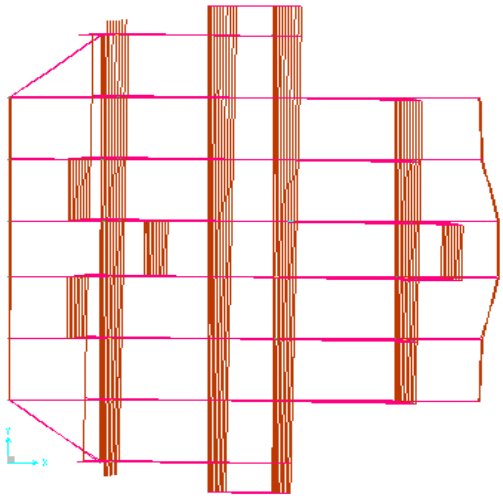


Fig.IV.6. Premier mode (bloc A)

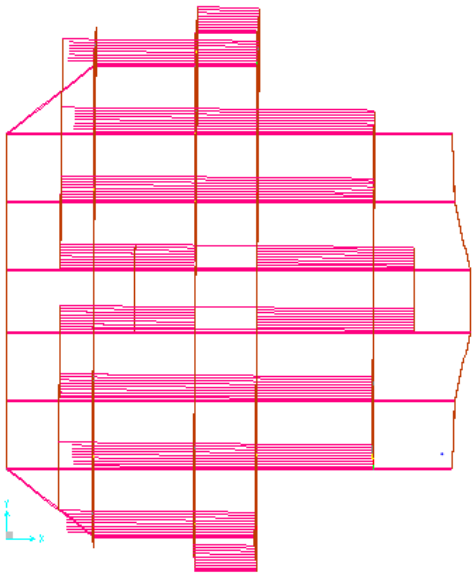


Fig.IV.7. Deuxième mode (blocA)

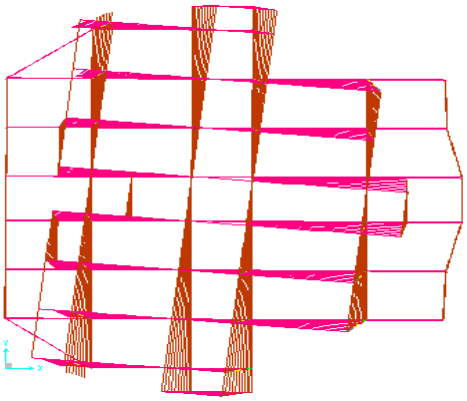


Fig.IV.8. Troisième mode (bloc A)

➢ Constatations :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : T = 0,915s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12 ème mode.
- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3ème mode est un mode de rotation.

- **Vérification réglementaire des périodes :**

Lanalyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

Une période fondamentale T_{dyn}= 0.91sRPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4.4)**,** qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

h_N : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

Tableau : IV.8. Vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0,743	0.915	0,96	oui
Y	0,732	0.915	0,95	oui

On a : $T_e=0.09x41.14/\sqrt{15.34}$ =0.95 s

$1,3\times T_e=1.21 > T_{dyn}$= 0.91 s (la condition est vérifiée).

IV.9. Étude sismique:

IV.9.1. Introduction:

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **SAP2000** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

IV.9.2. Choix de la méthode de calcul:

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 modifié en 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

1- La méthode statique équivalente.
2- La méthode d'analyse modale spectrale.
3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

❖ **Bloc (A):**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à 10m(groupe D'usage1B ; ZONE *III*)), nous utiliserons **la méthode d'analyse modale spectrale** pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

❖ **Bloc(B) et salle de conférence:**

la méthode statique équivalente peut être utilisée dans les condition suivants:

a -le bâtiment ou le bloc étudie satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus egale a 30m en zones III.

b - le bâtiment ou le bloc étudie présente une configuration irrégulière

les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalentes à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

IV.9.3.Spectre de réponse:

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3{,}0s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{5/3} & T\ge 3{,}0s\end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

●L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'**BLIDA** (zone III ; groupe d'usage 1B).

Donc : A=0,30

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 7%).

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}\ge 0{,}7\Rightarrow\eta=0{,}882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

- R=3,5 voiles porteurs.

T_1 ,T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
(Site 3 : T_1=0,15 s et T_2=0,5 s).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q = 1{,}25$).

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

IV.9.4. Résultante des forces sismiques de calcul:

L'une des premières vérifications préconisées par le « **RPA99 version 2003** » est relative à la résultante des forces sismiques.
En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0{,}8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,…..) dans le rapport $r = \frac{0{,}8V}{V_t}$

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Soit : $V = \frac{ADQ}{R} W$

W = poids de la structure, il est calculé de manière automatique. W = 57666,794 kN
D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale T de la structure.
Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « **RPA99 version 2003** », nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur.

Soit :

Où : $T_N = 0{,}09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N
L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.
On a : h_N = 41,14 m

Selon x-x : $L_x = 24{,}83m \Rightarrow T_x = 0{,}743s$

Selon y-y : $L_y = 25{,}55m \Rightarrow T_y = 0{,}732\,s$

$$\text{Or} \begin{cases} T_1 = 0{,}15s & (site3) \\ T_2 = 0{,}50s & (site3) \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$T_2 \le T_X \prec 3s \Rightarrow D = 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$ET$$

$$0 \le T_Y \le 3s \Rightarrow D = 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2{,}5(0{,}8819)\left(\frac{0{,}5}{0{,}743}\right)^{2/3} = 1{,}69$$

$$D_y = 2{,}5(0{,}8819)\left(\frac{0{,}5}{0{,}732}\right)^{2/3} = 1{,}71$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0{,}25(1{,}64)(1{,}2)}{3{,}5}47566{,}35 \Rightarrow V^x = 8353{,}45KN$$

$$V^y = \frac{0{,}25(1{,}71)(1{,}2)}{3{,}5}47566{,}35 \Rightarrow V^y = 8452{,}30KN \rightarrow \begin{cases} 0{,}8V^x = 6682{,}76kN \\ 0{,}8V^y = 6761{,}84kN \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats du SAP 2000 on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 7200{,}184kN \\ F_2 = V_t^y = 6761{,}851kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0{,}8V^x \quad et \quad V_t^y < 0{,}8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 0{,}928 \\ r_y = 0{,}999 \end{cases}$$

IV.9.5. Vérification des déplacements inter étage:

L'une des vérifications préconisées par le « **RPA99 version 2003** », concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du « **RPA99 version 2003** », **l'inégalité** ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \overline{\Delta} \quad et \quad \Delta_K^y \leq \overline{\Delta}$

Avec : $\overline{\Delta} = 0{,}01he$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x\delta_{eK}^x \quad et \quad \delta_K^y = Rr_y\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad et \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Données : r_x= 0.928 ; r_y=0.999 ; R=3,5

Tableau : IV.9.Vérification des déplacements inter étages modèle final

$z(m)$	$\delta^x_{eK}(mm)$	$\delta^y_{eK}(mm)$	$\delta^x_K(mm)$	$\delta^y_K(mm)$	$\Delta^x_K(mm)$	$\Delta^y_K(mm)$	$\overline{\Delta}(mm)$	obser
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	37,40	vérifier
3,74	0,98	1,18	3,17	4,14	3,17	4,14	37,40	vérifier
7,48	2,98	3,96	9,67	13,86	6,50	9,82	37,40	vérifier
11,22	5 ,7	7,86	18,15	27,48	8,83	13,62	37,40	vérifier
14,96	9,05	12,57	29,38	43,96	10 ,88	16,49	37,40	vérifier
18,70	12,87	17,89	41,80	62,56	12,42	18,59	37,40	vérifier
22 ,44	17,05	23,59	55,36	82,50	13 ,56	19,94	37,40	vérifier
26,18	21,45	29,52	69,68	103,21	14,32	20,71	37,40	vérifier
29,92	25,97	35,48	84,35	124,07	14,67	20,86	37,40	vérifier
33,66	30,51	41,38	99,09	144,70	14,74	20,63	37,40	vérifier
37,40	35,00	47,11	113,68	164,73	14 ,59	20,03	37,40	vérifier
41,14	39,00	52,62	126 ,67	184,00	12,99	19,27	37,40	vérifier

- **Conclusion :**

Les déplacements relatifs inter étages sont vérifiés par la condition exigée par la **RPA 99 version 2003**, à cause de bonne disposition des voiles.

IV.10. Justification vis-a-vis de l'effet p-δ :[2]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux: $\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0{,}10$

Avec :

P_K: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^{n} \left(W_{Gi} + \beta W_{Qi}\right)$$

V_K: Effort tranchant d'étage au niveau "K".

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^{n} F_i$$

Où :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i .

F_t: force concentrée au sommet de la structure.

Δ_K: Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1".

h_K: Hauteur de l'étage "K".

Dans le cas ou :

- $0{,}10 \prec \theta_K \leq 0{,}20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- $\theta_K \succ 0{,}20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau : IV.10. Calcul de l'effort tranchant V_{Kx} et V_{Ky}

niveau	(m)	v_{kx} (kn)	v_{ky} (kn)
rdc	3 ,74	7178,20	6748,25
1	7,48	6979,93	6538,77
2	11,22	6616,78	6181,78
3	14,96	6299,72	5871,70
4	18,70	5875,74	5449,91
5	22,44	5370,96	4970,57
6	26,18	4808,84	4462,04
7	29,92	4240,45	3933,13
8	33,66	3467,17	3250,31
9	37,40	2541,03	2403,22
10	41,14	1327,23	1269,90

IV.11. Vérification de la stabilité au renversement :

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

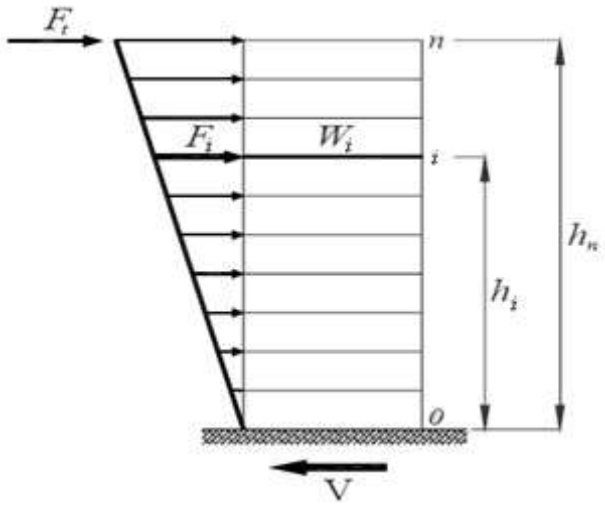


Fig.IV.9. la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage

- **bloc(A)**

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7 \text{ s} \end{cases}$$

$T_X = 0,49$ s $\rightarrow F_t = 0$

$T_Y = 0,56$ s $\rightarrow F_t = 0$

Donc: $F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X$

✓ **Distribution de la résultante des forces sismique sur les étages** :

Tableau : IV.11. Forces sismiques suivant (x).

Niveau	h_i	W_i	$W_i.h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
10	41.14	4133.85	170066.6	0.17	225.63
9	37.40	3737.24	139772.78	0.14	355.74
8	33.66	3737.24	125795.5	0.13	450.73
7	32.96	3789.80	124911.81	0.126	534.3
6	26.18	3842.36	100592.98	0.1	480.88
5	22.24	3901.63	86772.25	0.09	483.39
4	18.70	3960.90	74068.83	0.075	440.68
3	14.96	3997.59	59803.95	0.060	377.98
2	11.22	3915.57	43932.7	0.044	291.14
1	7.48	5727.27	42839.98	0.043	300.14
R.D.C	3.74	5969.1	22324.43	0.023	165.1
		44712.55	990881.81	1	3665.03

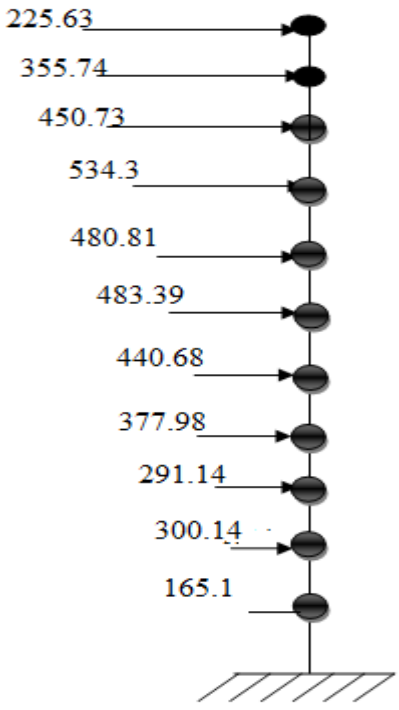


Fig.IV.10. Distribution de la force sismique

✓ **Moment de renversement** :

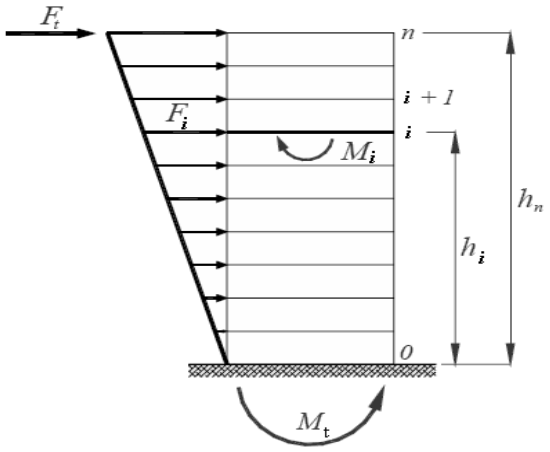


Fig.IV.11. moment de reversement

$$M_0 = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_i$$

Avec :

F_i : la force distribuée en hauteur

h_i : la hauteur de l'étage par rapport au base 0

$M_i = h_i.F_i$

Le moment de renversement doit être équilibrée par

Le moment de stabilité qu'est égale :

$M_{tx} = X_G.W_I$ et $M_{ty} = Y_G.W_I$

Avec :

X_G, Y_G : Les coordonnées de centre de géométrie de la Structure.

W_I : La masse du plancher dans chaque niveau

Tableau : IV.12. moment de reversement.

NIVEAU	h_i (m)	F_{ix} (kN)	M_{ix} (kN.m)
10	41.14	225.63	9282.42
9	37.40	355.74	13304.68
8	33.66	450.73	15171.6
7	32.96	534.3	17610.53
6	26.18	480.88	12589.44
5	22.24	483.39	10750.59
4	18.70	440.68	8240.71
3	14.96	377.98	5654.58
2	11.22	291.14	3266.6
1	7.48	300.14	2245.05
RDC	3.74	165.1	617.47
		∑	28733.67

- ✓ **moment de stabilité :**
  - **Moment de stabilité suivant (x):**

Tableau : IV.13. moment de stabilité suivant(x).

NIVEAU	X_G (m)	W (kN)	M_{tx} (kN.m)
10	10.36	4133.85	42826.68
9	10.95	3737.24	40922.77
8	10.95	3737.24	40922.77
7	10.95	3789.80	41498.31
6	10.96	3842.36	42112.26
5	10.97	3901.63	42800.88
4	10.98	3960.90	43490.68
3	10.98	3997.59	43893.5
2	11.34	3915.57	44402.56
1	11.3	5727.27	6523.15
RDC	11.34	5969.1	67689.59
		∑	516160.38

  - **Moment de stabilité suivant (y):**

Tableau : IV.14. moment de stabilité suivant(Y).

NIVEAU	Y_G (m)	W (kN)	M_{ty} (kN.m)
10	12.78	4133.85	52830.6
9	12.78	3737.24	47761.9
8	12.78	3737.24	47761.9
7	12.78	3789.80	48433.64
6	12.78	3842.36	49105.36
5	12.78	3901.63	49862.83
4	12.78	3960.90	50620.3
3	12.69	3997.59	50729.4
2	12.80	3915.57	50119.29
1	12.78	5727.27	73194.5
RDC	12.78	5969.1	7685.098
		∑	647434.1

-Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

$$\frac{M_{tx}}{M_{0x}} = \frac{416160.38}{28733.67} = 14.48 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{tY}}{M_{0Y}} = \frac{647434.1}{28733.67} = 22.53 \geq 1.5$$

Conclusion : La structure est stable vis-à-vis le renversement.

Tableau : IV.15. Calcul de θ_x et θ_y

z (m)	p_k	$\delta_x 10^{-3}$	$\delta_y 10^{-3}$	v_{kx}	v_{ky}	h_k	θ_x	θ_y	*θ(x ou y)*
	(kn)	*(m)*	*(m)*	*(kn)*	*(kn)*	*(m)*			*≤0.10*
3,74	56062,85	3,17	4,14	7178,20	6748,25	3,74	0,0066	0,009	vérifie
7,48	49027,64	6,50	9,72	6979,93	6538,77	3,74	0,012	0,019	vérifie
11,22	39089,50	8,83	13,62	6616,78	6181,78	3,74	0,013	0,021	vérifie
14,96	37590,48	10,88	16,49	6299,72	5871,70	3,74	0,017	0,028	vérifie
18,70	32647,17	12,42	18,59	5875,74	5449,91	3,74	0,018	0,029	vérifie
22,44	24867,31	13,56	19,94	5370,96	4970,57	3,74	0,016	0,026	vérifie
26,18	19532,40	14,32	20,71	4808,84	4462,04	3,74	0,015	0,024	vérifie
29,92	18149,36	14,67	20,86	4240,45	3933,13	3,74	0,016	0,025	vérifie
33,66	11714,26	14,74	20,63	3467,17	3250,31	3,74	0,013	0,019	vérifie
37,40	5450,90	14,59	20,03	2541,03	2403,22	3,74	0,008	0,012	vérifie
41,14	4225,41	12 ,99	19,27	1327,23	1269,90	3,74	0,011	0,017	vérifie

- **Conclusion:**
  - L'effet P-Δ est négligeable car la condition ($\theta \leq 0{,}10$) est satisfaite à tous les niveaux.
  - Ce sont les éléments de la structure correspondant au model final qui seront ferrailles dans les qui suivant.

IV.12. Modelisation de bloc (b) et salle de conference:

- **Bloc (b):**

IV.12.1. Caractéristiques dynamique de la structure:

Pour déterminer les efforts horizontaux d'origine sismique, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

IV.12.2. Centre de rigidité et centre de masse:

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe orthonormé, convenablement choisi, et défini par les relations suivantes :

$$X_{Gj} = \frac{\sum w_i \cdot x_i}{\sum w_i} \qquad \text{et} \qquad Y_{Gj} = \frac{\sum w_i \cdot y_i}{\sum w_i}$$

$\mathbf{W_i}$: poids de l'élément (i) du niveau considéré.

$\mathbf{X_i}$, $\mathbf{Y_i}$ **:** coordonnées de centre de masse de l'élément (i) par rapport au repère global.

$\mathbf{X_G}$, $\mathbf{Y_G}$ **:** coordonnées de centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Le centre de rigidité(torsion) est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les relations suivantes :

$$X_{tj} = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}} \qquad \text{et} \qquad Y_{tj} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

I_{xi}, I_{yi} : moments d'inertie de la section transversale (du poteau ou voile) par rapport au repère global « ox ; oy » respectivement.

X_i, Y_i : coordonnées du point « i » par rapport au repère global choisi.

X_{tj} ,Y_{tj} : coordonnées de centre de torsion du niveau « j » par rapport au repère choisi.

Tableau : IV.16. Centre de masse et centre de rigidité (torsion) bloc(b)

	Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Niveau	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)
7.48	0.0064	0.0064	5.04	0.00	84.67	5.03	0.00
3.74	0.0064	0.0064	5.04	0.00	130.18	5.98	0.00

- ✓ **Calcul de l'excentricité:**

Tableau : IV.17. L'excentricité bloc (b)

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
7.48	0.01	0.00	Ok
3.74	0.94	0.00	Ok

- ✓ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit étre calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \qquad \text{(art. 4.2.3)}$$

-A: coef.d'accélération de zone donné par le tableau ci-dessous suivant la zone sismique et le groupe du batiment :

Tableau : IV.18. Coefficient d'accélération de zone A

groupe	zone		
	I	II	III
1a	0.12	0.25	0.35
1b	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Dans notre cas: A=0.15

-D :facteur d'amplification dynamique moyen fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$2.5\ \eta \quad ;0 \le T \le T2$

$D = 2.5\ \eta (T2/T)2/3 \quad ;T2 \le T \le 3s$

$2.5\ \eta\ (T2/T)^{\frac{2}{3}} .(3/T)^{\frac{5}{3}} \quad ; T \ge 3s$

avec T2 :période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99.

T2 (s2)=0.5s

-η :facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad \ge 0.7$$

Ou ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif , du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ données par le tableau 4.2 du RPA99 :

Tableau : IV.19. Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portique		Voile ou mur
	BA	Acier	BA/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un portique en BA avec remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7\%$

D'ou : $\eta = 0.8819 > 0.7 \Rightarrow \eta = 0.8819$

- **Calcul du période:**
  - **Période fondamentale:** $\mathbf{T = C_t \cdot h_n^{3/4}}$

H_n :hauteur mésurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$H_n = 7.48m.$

C_t : coef. fonction de système de contreventement , du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA99.

On a : portique autostable en BA avec remplissage en maçonnerie :

$C_t = 0.05$

Donc : $T = 0.05 \cdot (7.48)^{3/4} = 0.226s$

On a :$0 < T < T2 = 0,5$ donc : $D = 2.5\ \eta$

$D = 2.5 \times 0.8819$

$D = 2,2$

R : coef.de comportement global de la structure pour une structure en BA autostable avec remplissage

$R = 3.5$

Q : facteur de qualité .

$Q = 1 + \sum pa = 1.25$

W : poids de la structure .

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) $W = \sum Wi$.

Avec $W_i = W_{gi} + . W_{qi}$.

W_{gi} : poids du aux charges permanentes est à celles des équipements fixes solidaires de la structure .

W_{qi} : charge d'éxploitation.

β :coef de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'éxploitation est donnée par le tableau 4.5 du RPA99.

Dans notre cas : $\beta = 0.20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0.2\ W_{qi}$.

- **Calcul de W:**
  - **Niveau terrasse (2):**

✓ Plancher :

GC.C =0.709 t/m² .

La surface du plancher :

S = 41.35 m².

W =29.32 t

✓ Poutre :

W = 13.785 t

✓ Poteaux : 40×40

W = 8.976 t

✓ Façade :

G =0.272 t/m²

L =29.06 m

S = 29.06×0.5(3.74-0.2)=51.43 m²

W =14 t

✓ Acrotère:

G = 0.227 t/ml

L =29.06 m

W =6.6t

$W_{gi} = \sum Wi = 72.69$ t

- **Charge d'éxploitation :**

$W_{qi} = 0.1 \times 41.35 = 4.135$ t

$0.2 .W_{qi} = 0.83$ t

$W_{g(1)} = 72.69$ t

- **Niveau (1):**

✓ Plancher :

W =16.62 t

✓ Poutres :

W = 13.785 t

✓ Poteaux :

W = 8.976 t

✓ Façade :

W= 14 t

$W_{gi} = \sum Wi = 53.38$ t

- **Charge d'exploitation :**
  $W_{qi} = 0.25 \times 41.35 = 10.33$t
  $0.2 \times W_{qi} = 2.06$ t
  $W_{g(0)} = 53.38$ t

Tableau : IV.20. Calcul de poids totale de bloc (B)

niveau	plancher(t)	poutre(t)	poteau(t)	façade(t)	acrotère	$0.2w_q$	w_g(t)	w_i(t)
2	29.32	13.785	8.976	14	6.6	0.83	72.69	73.52
1	16.62	13.785	8.976	14	-	2.06	53.38	55.44

$W = \sum Wi = 128.96t$

Tableau : IV.21. Résumé des résulats:

paramètres	résultats
A	0.15
D	2.2
Q	1.25
R	3.5
W	128.96
T	0.226
η	0.8819
V (T)	15.2

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

Tableau : IV.22. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

niveau	w_i (t)	h_i (m)	$w_i \times h_i$	f_t
2	73.52	7.48	550	8.66
1	55.44	3.74	207.35	6.534
		somme	757.35	15.2

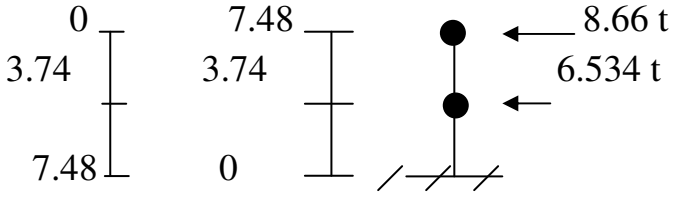


Fig.IV.12. Distribution horizontal des forces sismiques :

- L'effort tranchant au niveau de l'etage k donné par la formule :

$$V_k = F_i + \sum_{i=k}^{n} Fi$$

Tableau : IV.23. L'effort tranchant

Niveau	H_i (m)	F_i (t)	V_k (t)
2	7.48	8.66	8.66
1	3.74	6.534	15.2

- Les moments sont données par le tableau :

Tableau : IV.24. Les moments

Niveau	H_i (m)	F_i (t)	M_i (t.m)
2	7.48	8.66	64.76
1	3.74	6.534	24.44

- Effort tranchant à la base : V = 15.2 t
- Moment à la base : M = 64.76 t.m

➢ **Calcul des déplacements totale de chaque niveau :**

On a : $F_k = W_k . A_k \Rightarrow A_k = (F_k . g)/W_k$

D'autre part : on a : $\delta_{ek} = A_k / \omega^2$.

D'ou :

$$\delta_{ek} = \left[(Fk.g)/Wk\right] \times T^2/(2\pi)^2$$

Enfin :

$$\delta_k = R.\left[(Fk.g)/Wk\right] \times T^2/(2\pi)^2$$

R : coef. De comportement =3.5 dans notre cas .

F_k : force sismique au niveau k.

W_k : masse de niveau k.

δ_k : déplacement d'un niveau k par rapport au sol.

Tableau : IV.25. Déplacements totale

Niveau	F_i (t)	W_i (t)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_k (cm)
2	8.66	73.52	0.000416	0.00145	0.145
1	6.534	55.44	0.000415	0.00145	0.145

IV.13. Justification de l'effet P-Δ:

Les effets du 2eme ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k . \Delta_k / V_k . h_k \leq 0.10$

p_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessous du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Tableau : IV.26. Justification de l'effet P-Δ:

NIV	P_k (t)	V_k (t)	Δ_k (m)	h_k (m)	θ	θ≤ 0.10
2	73.52	8.66	0.000001	7.48	11 x10^{-7}	CV
1	55.44	15.2	0.000415	3.74	0.0004	CV

- On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.
- **La salle de conference:**

IV.14. Calcul de la force sismique totale:

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit étre calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad \text{(art. 4.2.3)}$$

-A: coef.d'accélération de zone donné par le tableau ci-dessous suivant la zone sismique et le groupe du batiment :

Tableau : IV.27. Coefficient d'accélération de zone A

groupe	zone		
	I	II	III
1a	0.12	0.25	0.35
1b	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Dans notre cas: A=0.15

-D :facteur d'amplification dynamique moyen fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\,\eta & ;0 \le T \le T2 \\ 2.5\,\eta(T2/T)2/3 & ;T2 \le T \le 3s \\ 2.5\,\eta\,(T2/T)^{\frac{2}{3}}.(3/T)^{\frac{5}{3}} & ;T \ge 3s \end{cases}$$

avec T2 :période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99.

T2 (s2)=0.5s

-η :facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad \ge 0.7$$

Ou ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif , du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau : IV.28. Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portique		Voile ou mur
	BA	Acier	BA/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un portique en BA avec remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7\%$

D'ou : $\eta = 0.8819 > 0.7 \Rightarrow \eta = 0.8819$

- **Calcul du période:**

IV.14.1.1.a.1. Période fondamentale: $T = C_t \cdot h_n^{3/4}$

H_n :hauteur mésurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$H_n = 4.25$m.

C_t : coef. fonction de système de contreventement , du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA99.

On a : portique autostable en BA avec remplissage en maçonnerie :

$C_t = 0.05$

Donc : $T = 0.05 \cdot (4.25)^{3/4} = 0.148$s

On a : $0 < T < T2 = 0{,}5$ donc : $D = 2.5\,\eta$

$D = 2.5 \times 0.8819$

$D = 2{,}2$

R : coef.de comportement global de la structure pour une structure en BA autostable avec remplissage

$R = 3.5$

Q : facteur de qualité .

$Q = 1 + \sum pa = 1.25$

W : poids de la structure .

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$W = \sum Wi$ Avec $W_i = W_{gi} + . W_{qi}$.

W_{gi} : poids du aux charges permanentes est à celles des équipements fixes solidaires de la structure .

W_{qi} : charge d'éxploitation.

β :coef de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'éxploitation est donnée par le tableau 4.5 du RPA99.

Dans notre cas : $\beta = 0.20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0.2\, W_{qi}$.

- **Calcul de W:**
  - **Niveau terrasse:**
  - ✓ Plancher :

    GC.C =0.609 t/m² .

La surface du plancher :

S = 324.04 m².

W =197.34 t

- ✓ Poutre :

W = 112.25 t

- ✓ Poteaux : 40×40

W = 17 t

- ✓ Façade :

G =0.272 t/m²

L =54.7 m

S = 54.7×0.5(4.25-0.2)=110.76 m²

W =30.12 t

- ✓ Acrotère:

G = 0.227 t/ml

L =69.08 m

W =15.68 t

$W_{gi} = \sum Wi$ = 372.4 t

- **Charge d'éxploitation :**

W_{qi} = 0.1×324.04 =32.404 t

0.2 .W_{qi} =2.48 t

$W_{g(1)}$ =372.4 t

Tableau : IV.29. Calcul de poids totale de salle de conference

Niveau	Plancher(t)	Poutre(t)	Poteau(t)	Façade(t)	Acrotère	$0.2W_Q$	W_G(t)	W_i(t)
RDC	197.34	112.25	17	30.12	15.68	2.48	372.4	374.88

$W = \sum Wi = 374.88t$

Tableau : IV.30. Résumé des résulats:

Paramètres	Résultats
A	0.15
D	2.2
Q	1.25
R	3.5
W	374.88
T	0.148
η	0.8819
V (t)	44.18

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

Tableau : IV.31. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Niveau	W_i (t)	H_i (m)	$W_i \times H_i$	F_t
RDC	374.88	4.25	1593.24	44.18
		SOMME	1593.24	44.18

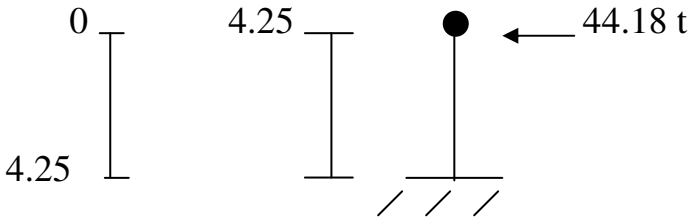


Fig.IV.13. Distribution horizontal des forces sismiques

- L'effort tranchant au niveau de l'etage k donné par la formule :

$$V_k = F_i + \sum_{i=k}^{n} Fi$$

Tableau : IV.32. L'effort tranchant

Niveau	H_i (m)	F_i (t)	V_k (t)
RDC	4.25	44.18	44.18

- Les moments sont données par le tableau :

Tableau : IV.33. Les moments

Niveau	H_i (m)	F_i (t)	M_i (t.m)
RDC	4.25	44.18	187.76

-Effort tranchant à la base : V = 44.18 t

-Moment à la base : M = 187.76 t.m

➢ **Calcul des déplacements totale de chaque niveau :**

On a : $F_k = W_k . A_k \Rightarrow A_k = (F_k . g)/W_k$

D'autre part : on a : $\delta_{ek} = A_k / \omega^2$.

D'ou :

$$\delta_{ek} = \left[(Fk.g)/Wk\right] \times T^2/(2\pi)^2$$

Enfin :

$$\delta_k = R.\left[(Fk.g)/Wk\right] \times T^2/(2\pi)^2$$

R : coef. De comportement =3.5 dans notre cas .

F_k : force sismique au niveau k.

W_k : masse de niveau k.

δ_k : déplacement d'un niveau k par rapport au sol.

Tableau : IV.34. Déplacements totale

Niveau	F_i (t)	W_i (t)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_k (cm)
RDC	44.18	374.88	0.00065	0.0023	0.23

IV.15. Justification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2eme ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k . \Delta_k / V_k . h_k \leq 0.10$

p_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessous du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Tableau : IV.35. Justification de l'effet P-Δ:

NIV	P_k (t)	V_k (t)	Δ_k (m)	h_k (m)	θ	θ≤ 0.10
RDC	374.88	44.18	0.0023	4.25	0.0046	CV

- On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.16. Justification de la largeur des joints sismiques:

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$D_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm}$.

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs.

- Entre bloc A et B :
  - Suivant (X)

    d= 15 + 9.57 + 1.45 = 26.02 mm≤40mm
  - Suivant (Y)

    d= 15 + 13.86 + 1.45 = 30.31 mm≤40mm
  - ✓ **Conclusion:**

    On prend un joint de **5cm**.
- Entre bloc A et La salle de conférence :

  d= 15 + 9.57 + 2.3 = 26.87 mm≤40mm
  - ✓ **Conclusion :**

    Onprendunjointde**5cm**

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction:

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le "**BAEL 91 modifié 99**" et le "**RPA99 version 2003**" .

- **BLOC(A) :**

V.2.Ferraillage des poteaux:

V.2.1. Introduction:

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.
Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).
Une section soumise à la flexion composée peut être l'une des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable:

- **Béton :** γ_b=1,5 ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc}=14,17MPa
- **Acier :** γ_s=1,15 ; Nuance FeE400 ; σ_s=348MPa

b. Situation accidentelle:

- **Béton :** γ_b=1,15 ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc}=18,48MPa
- **Acier :** γ_s=1,00 ; Nuance FeE400 ; σ_s=400MPa

V.2.2. Combinaison d'action:

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon "BAEL91 modifié 99" : (1)

a.1. ELU: Situation durable

1,35G+1,5Q

a.2. ELS: Situation durable

G+Q

b. Selon "RPA99 version 2003" : Situation accidentelle

- G+Q±E
- 0,8G±E

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- N^{max}, M^{corr}

2- M^{max}, N^{corr}

V.2.3. Recomendation selon « rpa99 version 2003 »:

D'après le « **RPA99 version 2003** » , pour une zone sismique, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$0{,}8\% < \frac{A_s}{B} < 3\%$ Zone courante (Z.C)

$0{,}8\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de50Ø.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent êtres faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.2.4. presentation des resultats:

A- Poteaux circulaires:

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. (M^{max},N^{corr})

Tableau : V.1. Ferraillage des poteaux situation durable (M^{max},N^{corr})

Niveaux	*Diamètre (cm)*	*M^{max} (kNm)*	*N^{corr} (kN)*	*Sollicitation*	*A'_s (cm^2)*	*A_s (cm^2)*	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC	*65*	*20,78*	*307,77*	*SEC*	*0*	*0*	*29,86*
1er	65	*62,68*	*133,52*	*SPC*	*0*	*2,57*	*29,86*
2ème	60	*56,35*	*1621,89*	*SEC*	*0*	*0*	*25,45*
3ème	*60*	*67,91*	*1334,12*	*SEC*	*0*	*0*	*25,45*
4ème	55	*59,79*	*1153,99*	*SEC*	*0*	*0*	21,38
5ème	55	*67,45*	*976,66*	*SEC*	*0*	*0*	21,38
6ème	*50*	*54,02*	*808,3*	*SEC*	*0*	*0*	*17,67*
7ème	50	*62,07*	*643,1*	*SEC*	*0*	*0*	*17,67*
8ème	45	*49*	*488,29*	*SEC*	*0*	*0*	14,31
9ème	*45*	*51,02*	*351,59*	*SEC*	*0*	*0*	14,31
10ème	45	*52,75*	*180,25*	*SPC*	*0*	*3,6*	14,31

b. (N^{max},M^{corr})

Tableau : V.2. Ferraillage des poteaux situation durable (N^{max},M^{corr})

Niveaux	Diamètre (cm)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC	65	349,65	8,34	SEC	0	0	29,86
1er	65	175,4	44,31	SPC	0	1,39	29,86
2ème	60	1626,99	56,26	SEC	0	0	25,45
3ème	60	1374,71	54,96	SEC	0	0	25,45
4ème	55	1188,51	58,97	SEC	0	0	21,38
5ème	55	1010,76	64,47	SEC	0	0	21,38
6ème	50	836,72	51,51	SEC	0	0	17,67
7ème	50	670,67	59,53	SEC	0	0	17,67
8ème	45	508,37	45,91	SEC	0	0	14,31
9ème	45	353,36	51,02	SEC	0	0	14,31
10ème	45	200,33	50,66	SPC	0	2,61	14,31

2. Situation accidentelle :

- Combinaison **: G+Q±E**

a . (M^{max},N^{corr}

Tableau : V.3. Ferraillage des poteaux situation accidentelle (M^{max},N^{corr})

Niveaux	*Diamètre (cm)*	*M^{max} (kNm)*	*N^{corr} (kN)*	*Sollicitation*	*A'_s (cm^2)*	*A_s (cm^2)*	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC	*65*	*60,74*	*73,61*	*SPC*	*0*	*3,34*	*29,86*
1er	65	*141,34*	*139,58*	*SPC*	*0*	*9,55*	*29,86*
2ème	60	*131,44*	*47,68*	*SPC*	*0*	*12,21*	*25,45*
3ème	*60*	*187,5*	*82,87*	*SPC*	*0*	*17,7*	*25,45*
4ème	55	*173,07*	*78,47*	*SPC*	*0*	*18,45*	21,38
5ème	55	*207,65*	*77,20*	*SPC*	*0*	*23,06*	21,38
6ème	*50*	*166,71*	*79,12*	*SPC*	*0*	*20,48*	*17,67*
7ème	50	*186,58*	*76,09*	*SPC*	*0*	*23,55*	*17,67*
8ème	45	*136,22*	*69,75*	*SPC*	*0*	*19,25*	14,31
9ème	*45*	*136,44,*	*54,83*	*SPC*	*0*	*19,63*	14,31
10ème	45	*155,20*	*30,14*	*SPC*	*0*	*23,6*	14,31

b. (N^{max},M^{corr})

Tableau : V.4. Ferraillage des poteaux situation accidentelle (N^{max},M^{corr})

Niveaux	*Diamètre (cm)*	N^{max} *(kN)*	M^{corr} *(kNm)*	*Sollicitation*	A'_s *(cm^2)*	A_s *(cm^2)*	$A_{s(RPA)}^{\min}(cm^2)$
RDC	*65*	*324,11*	*53,07*	*SEC*	*0*	*0*	*29,86*
1er	65	*170,61*	*57,41*	*SEC*	*0*	*0*	*29,86*
2ème	60	*43,28*	*128,89*	*SPC*	*0*	*12,05*	*25,45*
3ème	*60*	*67,74*	*72,19*	*SPC*	*0*	*5,3*	*25,45*
4ème	55	*65,84*	*55,34*	*SPC*	*0*	*4,2*	21,38
5ème	55	*67,75*	*72,91*	*SPC*	*0*	*6,19*	21,38
6ème	*50*	*74*	*163,25*	*SPC*	*0*	*20,9*	*17,67*
7ème	50	*71,57*	*182,62*	*SPC*	*0*	*24,11*	*17,67*
8ème	45	*66,13*	*133,23*	*SPC*	*0*	*18,79*	14,31
9ème	*45*	*52,43*	*133,16*	*SPC*	*0*	*19,1*	14,31
10ème	45	*29,89*	*150,78*	*SPC*	*0*	*24,1*	14,31

3. Situation accidentelle :

- Combinaison : **0,8G±E**

a. (M^{max},N^{corr})

Tableau : V.5. Ferraillage des poteaux situation accidentelle (N^{max},M^{corr})

Niveaux	*Diamètre (cm)*	M^{max}*(kNm)*	N^{corr}	*Sollicitation*	A'_s *(cm^2)*	A_s *(cm^2)*	$A_{s(RPA)}^{\min}(cm^2)$
RDC	*65*	*59,06*	*9,04*	*SPC*	*0*	*4,95*	*29,86*
1er	65	*125,86*	*112,97*	*SPC*	*0*	*8,65*	*29,86*
2ème	60	*131,23*	*190,77*	*SPC*	*0*	*18,1*	*25,45*
3ème	*60*	*185,57*	*137,13*	*SPC*	*0*	*22,78*	*25,45*
4ème	55	*169,98*	*105,65*	*SPC*	*0*	*22,41*	21,38
5ème	55	*203,53*	*73,54*	*SPC*	*0*	*25,92*	21,38
6ème	*50*	*162,92*	*40,75*	*SPC*	*0*	*22,58*	*17,67*
7ème	50	*181,83*	*14,90*	*SPC*	*0*	*24,72*	*17,67*
8ème	45	*132,35*	*5,51*	*SPC*	*0*	*19,82*	14,31
9ème	*45*	*132,31*	*15,96*	*SPC*	*0*	*19,59*	14,31
10ème	45	*149,19*	*15,48*	*SPC*	*0*	*22,42*	14,31

b. (N^{max},M^{corr})

Tableau : V.6. Ferraillage des poteaux situation accidentelle *(M^{max},N^{corr})*

Niveaux	*Diamètre (cm)*	N^{max} *(kN)*	M^{corr} *(kNm)*	*Sollicitation*	A'_s *(cm^2)*	A_s *(cm^2)*	$A_{s(RPA)}^{\min}(cm^2)$
RDC	*65*	*259,54*	*54,75*	*SEC*	*0*	*0*	*29,86*
1er	65	*25,87*	*76,29*	*SPC*	*0*	*7,44*	*29,86*
2ème	60	*196,97*	*128,72*	*SPC*	*0*	*18*	*25,45*
3ème	*60*	*150,42*	*75,78*	*SPC*	*0*	*11,21*	*25,45*
4ème	55	*122,22*	*59,22*	*SPC*	*0*	*9,43*	21,38
5ème	55	*90,96*	*76,22*	*SPC*	*0*	*10,59*	21,38
6ème	*50*	*54,75*	*63,20*	*SPC*	*0*	*9,04*	*17,67*
7ème	50	*19,54*	*72,66*	*SPC*	*0*	*9,76*	*17,67*
8ème	45	*1,96*	*129,15*	*SPC*	*0*	*19,37*	14,31
9ème	*45*	*13,46*	*128,82*	*SPC*	*0*	*4,96*	14,31
10ème	45	*14,95*	*144,54*	*SPC*	*0*	*21,65*	14,31

V.2.5. Choix des armatures:

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant

Tableau : V.7. Choix des armatures des poteaux

Niveaux	*Diamètre (cm)*	A_s^{cal} (cm^2)	$A_s^{\min}$ (cm^2)	$A_s^{\max}$ *(Z.C)(cm²)*	$A_s^{\max}$ *(Z.R)(cm²)*	*Choix des armatures*	A_s^{adp} (cm^2)
RDC	*65*	*4,95*	*29,86*	*132,73*	*199,1*	*12T20*	*37,70*
1er	65	*9,55*	*29,86*	*132,73*	*199,1*	*12T20*	*37,70*
2ème	60	*18,1*	*25,45*	*113,09*	*169,64*	14T16	*28,15*
3ème	*60*	*22,78*	*25,45*	*113,09*	*169,64*	14T16	*28,15*
4ème	55	*22,41*	21,38	*95,03*	*142,55*	*14T16*	*28,15*
5ème	55	*25,92*	*21,38*	*95,03*	*142,55*	*14T16*	*28,15*
6ème	*50*	*22,58*	*17,67*	*78,54*	*117,81*	*14T16*	*28,15*
7ème	50	*24,72*	*17,67*	*78,54*	*117,81*	*14T16*	*28,15*
8ème	*45*	*19,82*	14,31	*63,62*	*95,42*	*12T16*	*24,13*
9ème	*45*	*19,63*	14,31	*63,62*	*95,42*	*12T16*	*24,13*
10ème	*45*	*23,60*	14,31	*63,62*	*95,42*	*12T16*	*24,13*

V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service:

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (voir annexe), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

a. Béton:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

b. Acier:

- Fissuration peu nuisible……..Pas de vérification.
- Fissurationpréjudiciable…….

$$\overline{\sigma}_s = \xi = Min\left(\frac{2}{3} f_e, Max\left(0{,}5 fe, 110\sqrt{\eta \ ftj}\right)\right)$$

- Fissuration très préjudiciable……... $\overline{\sigma}_s = 0{,}8 \ \xi$

Avec :

η=1,6 pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée trés préjudiciable, donc σ_s=201,6MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a.(M^{ser}_{max} ; N^{ser})

Tableau : V.8. Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	*Diamètre (cm)*	M_{ser} *(kNm)*	N_{ser} *(kN)*	*Sollicitation*	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} *(MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	*Vérification*
RDC	*65*	*6,20*	*953,4*	*SEC*	*39,32*	*201,6*	*2,66*	*15*	*OK*
1er	65	*45,05*	*96,24*	*SPC*	*27,41*	*201,6*	*2,42*	*15*	*OK*
2ème	60	*40,61*	*1175,44*	*SEC*	*73,76*	*201,6*	*5,27*	*15*	*OK*
3ème	*60*	*48,85*	*966,63*	*SEC*	*67,96*	*201,6*	*4,96*	*15*	*OK*
4ème	55	*42,92*	*836,27*	*SEC*	*70,23*	*201,6*	*5,20*	*15*	*OK*
5ème	55	*48,5*	*707,94*	*SEC*	*66,57*	*201,6*	*5,02*	*15*	*OK*
6ème	*50*	*38,84*	*586,17*	*SEC*	*65,72*	*201,6*	*5,05*	*15*	*OK*
7ème	*50*	*44,62*	*466,69*	*SEC*	*63,66*	*201,6*	*5,06*	*15*	*OK*
8ème	*45*	*35,23*	*354,80*	*SEC*	*64,40*	*201,6*	*5,35*	*15*	*OK*
9ème	*45*	*36,64*	*256,38*	*SEC*	*62,32*	*201,6*	*5,52*	*15*	*OK*
10ème	*45*	*38,36*	*147,05*	*SEC*	*60,95*	*201,6*	*6,00*	*15*	*OK*

b. N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor}:

Tableau : V.9. Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	*Diamètre (cm)*	N_{ser} *(kN)*	M_{ser} *(kNm)*	*Sollicitation*	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} *(MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	*Vérification*
RDC	*65*	*986,74*	*3,85*	*SEC*	*39,75*	*201,6*	*2,67*	*15*	*OK*
1er	65	*860,81*	*11,37*	*SEC*	*37,63*	*201,6*	*2,58*	*15*	*OK*
2ème	60	*1178,29*	*40,59*	*SEC*	*73,89*	*201,6*	*5,28*	*15*	*OK*
3ème	*60*	*996,58*	*39,56*	*SEC*	*64,96*	*201,6*	*4,68*	*15*	*OK*
4ème	55	*861,75*	*42,4*	*SEC*	*71,3*	*201,6*	*5,27*	*15*	*OK*
5ème	55	*733,11*	*46,36*	*SEC*	*66,68*	*201,6*	*5,01*	*15*	*OK*
6ème	*50*	*607,15*	*37,04*	*SEC*	*65,72*	*201,6*	*5,02*	*15*	*OK*
7ème	*50*	*487,27*	*42,79*	*SEC*	*63,1*	*201,6*	*4,97*	*15*	*OK*
8ème	*45*	*369,67*	*33,00*	*SEC*	*62,34*	*201,6*	*5,1*	*15*	*OK*
9ème	*45*	*257,64*	*36,64*	*SEC*	*62,36*	*201,6*	*5,52*	*15*	*OK*
10ème	*45*	*147,05*	*36,56*	*SEC*	*58,38*	*201,6*	*5,71*	*15*	*OK*

V.2.7. Verification de l'effort trenchant:

V.2.7.1. Vérification de la contrainte de cisaillement:

Il faut vérifier que : $\tau_u = \dfrac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

Pour les poteaux circulaires on a vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{Dd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

D = R. $\sqrt{\ }$ 2

R : rayon de poteau

D : diamètre de la section

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- **Selon le « BAEL 91 modifie 99 » [2] :**

  $\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ ……..…Fissuration peu nuisible.

  $\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ ……..…….Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- **Selon le « RPA 99 version 2003 » (2) :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$ la section

ρ_d=0,075…….si l'élancement $\lambda \geq 5$

ρ_d=0,040…….si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ: L'élancement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement.

i: Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau

Tableau : V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	*Diamètre (cm)*	T_u *(kN)*	τ_u *(MPa)*	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	*Vérification*
RDC	*65*	*7,78*	*0,026*	*16,11*	*0,075*	*1,875*	*2,50*	*OK*
1er	65	*28,58*	*0,095*	*16,11*	*0,075*	*1,875*	*2,50*	*OK*
2ème	60	*28,00*	*0,109*	*17,45*	*0,075*	*1,875*	*2,50*	*OK*
3ème	*60*	*32,90*	*0,129*	*17,45*	*0,075*	*1,875*	*2,50*	*OK*
4ème	55	*31,76*	*0,148*	*19,03*	*0,075*	*1,875*	*2,50*	*OK*
5ème	55	*35,31*	*0,165*	*19,03*	*0,075*	*1,875*	*2,50*	*OK*
6ème	*50*	*28,25*	*0,159*	*20,94*	*0,075*	*1,875*	*2,50*	*OK*
7ème	*50*	*32,54*	*0,184*	*20,94*	*0,075*	*1,875*	*2,50*	*OK*
8ème	*45*	*25,40*	*0,177*	*23,26*	*0,075*	*1,875*	*2,50*	*OK*
9ème	*45*	*26,97*	*0,188*	*23,26*	*0,075*	*1,875*	*2,50*	*OK*
10ème	*45*	*27,7*	*0,193*	*23,26*	*0,075*	*1,875*	*2,50*	*OK*

V.2.7.2. Ferraillage transversal des poteaux:

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du « **BAEL 91 modifie 99** » et celles du « **RPA 99 version 2003** » ; elles sont données comme suit :

- « **Selon BAEL91 modifié 99** » [1] **:**

$$\begin{cases} S_t \le Min(0{,}9d;40cm) \\ \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le « RPA 99 version 2003 » :** [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

ρ_a=2,5…….si $\lambda_g \ge 5$

ρ_a=3,75……...si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \le 10cm$……...Zone nodale (zone III).

$S_t \le Min\left(\frac{b}{2};\frac{h}{2};10\phi_l\right)$……..Zone courante (zone III).

$Ø_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0{,}3\%..... ....si\ \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}8\%..... ....si\ \lambda_g \leq 3 \\ Interpolat\ ion\ entre\ les\ valeurs\ \lim ites\ précédente\ s\ si\ \ 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales f_e=400MPa (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau : V.11. Espacements maximaux selon RPA99

Niveaux	*Diamètre (cm)*	*$\emptyset_l$ (mm)*	*S_t (cm)*	
			Zone nodale	*Zone courante*
RDC,1 er	*65*	*20*	*8*	*10*
2ème, 3ème	*60*	*16*	*8*	*10*
4 ème, 5 ème	*55*	*16*	*8*	*10*
6ème, 7ème	*50*	*16*	*8*	*10*
8ème, 9ème, 10ème	*45*	*16*	*8*	*10*

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau : V.12. Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	*Diamètre (cm)*	*L_f (m)*	*λ_g (%)*	*ρ_a*	*T_u^{max} (kN)*	*Zone*	*S_t (cm)*	*A_t^{cal} (cm^2)*	*Choix*	*A_s^{adp} (cm^2)*
RDC	*65*	*2,62*	*4,03*	*3,75*	*7,72*	*N*	*8*	*0,09*	*6T8*	*3,02*
						C	*10*	*0,18*	*6T8*	*3,02*
1er	*65*	*2,62*	*4,03*	*3,75*	*28,58*	*N*	*8*	*0,33*	*6T8*	*3,02*
						C	*10*	*0,41*	*6T8*	*3,02*
2ème	*60*	*2,62*	*4,36*	*3,75*	*28,00*	*N*	*8*	*0,35*	*6T8*	*3,02*
						C	*10*	*0,44*	*6T8*	*3,02*
3ème	*60*	*2,62*	*4,36*	*3,75*	*32,90*	*N*	*8*	*0,41*	*6T8*	*3,02*
						C	*10*	*0,51*	*6T8*	*3,02*
4ème	*55*	*2,62*	*4,76*	*3,75*	*31,76*	*N*	*8*	*0,43*	*6T8*	*3,02*
						C	*10*	*0,54*	*6T8*	*3,02*
5ème	*55*	*2,62*	*4,76*	*3,75*	*35,31*	*N*	*8*	*0,48*	*6T8*	*3,02*
						C	*10*	*0,60*	*6T8*	*3,02*
6ème	*50*	*2,62*	*5,24*	*2,5*	*28,25*	*N*	*8*	*0,28*	*6T8*	*3,02*
						C	*10*	*0,35*	*6T8*	*3,02*
7ème	*50*	*2,62*	*5,24*	*2,5*	*32,54*	*N*	*8*	*0,32*	*6T8*	*3,02*
						C	*10*	*0,40*	*6T8*	*3,02*
8ème	*45*	*2,62*	*5,82*	*2,5*	*25,4*	*N*	*8*	*0,28*	*6T8*	*3,02*
						C	*10*	*0,35*	*6T8*	*3,02*
9ème	*45*	*2,62*	*5,82*	*2,5*	*26,97*	*N*	*8*	*0,30*	*6T8*	*3,02*
						C	*10*	*0,37*	*6T8*	*3,02*
10ème	*45*	*2,62*	*5,82*	*2,5*	*27,7*	*N*	*8*	*0,31*	*6T8*	*3,02*
						C	*10*	*0,38*	*6T8*	*3,02*

b- Poteaux carrée:

1. Situation durable :

- **Combinaison : 1,35G+1,5Q**

b. (M^{max},N^{corr})

Tableau : V.13. Ferraillage des poteaux situation durable (M^{max},N^{corr})

Niveaux	*Section (cm^2)*	*M^{max} (kNm)*	*N^{corr} (kN)*	*Sollicitation*	*A'_s (cm^2)*	*A_s (cm^2)*	$A_{s(RPA)}^{\min}(cm^2)$
RDC	*55x55*	*1289,12*	*5,54*	*SEC*	*0*	*0*	*27,22*
1er	55x55	*1085,07*	*15,16*	*SEC*	*0*	*0*	*27,22*
2ème	50x50	*906,91*	*6,73*	*SEC*	*0*	*0*	*22,50*
3ème	*50x50*	*3,39*	*842,78*	*SEC*	*0*	*0*	*22,50*
4ème	45x45	*697,84*	*9,81*	*SEC*	*0*	*0*	18,22
5ème	45x45	*570,43*	*13,44*	*SEC*	*0*	*0*	18,22
6ème	*40x40*	*425,49*	*13,38*	*SEC*	*0*	*0*	*14,40*
7ème	40x40	*329,11*	*16,03*	*SEC*	*0*	*0*	14,40
8ème	35x35	*238,24*	*11,69*	*SEC*	*0*	*0*	11,02
9ème	*35x35*	*159,39*	*13,60*	*SEC*	*0*	*0*	11,02
10ème	35x35	*86,97*	*16,15*	*SEC*	*0*	*0*	11,02

b. (N^{max},M^{corr})

Tableau : V.14. Ferraillage des poteaux situation durable (N^{max},M^{corr})

Niveaux	*Section (cm^2)*	*N^{max} (kN)*	*M^{corr} (kNm)*	*Sollicitation*	*A'_s (cm^2)*	*A_s (cm^2)*	$A_{s(RPA)}^{\min}(cm^2)$
RDC	*55x55*	*1263,34*	*5,15*	*SEC*	*0*	*0*	*27,22*
1er	55x55	*1114,31*	*14,59*	*SEC*	*0*	*0*	*27,22*
2ème	50x50	*932,46*	*6,35*	*SEC*	*0*	*0*	*22,50*
3ème	*50x50*	*811,23*	*7,82*	*SEC*	*0*	*0*	*22,50*
4ème	45x45	*697,84*	*9,81*	*SEC*	*0*	*0*	18,22
5ème	45x45	*570,43*	*13,44*	*SEC*	*0*	*0*	18,22
6ème	*40x40*	*450,84*	*11,36*	*SEC*	*0*	*0*	*14,40*
7ème	40x40	*346,72*	*14,88*	*SEC*	*0*	*0*	14,40
8ème	35x35	*249,64*	*10,84*	*SEC*	*0*	*0*	11,02
9ème	*35x35*	*165,76*	*12,70*	*SEC*	*0*	*0*	11,02
10ème	35x35	*89,08*	*15,31*	*SPC*	*0*	*0*	11,02

2.Situation accidentelle:

- Combinaison **: G+Q±E**

a . (M^{max},N^{corr})

Tableau : V.15. Ferraillage des poteaux situation accidentelle (M^{max},N^{corr})

Niveaux	*Section (cm^2)*	*M^{max} (kNm)*	*N^{corr} (kN)*	*Sollicitation*	*A'_s (cm^2)*	*A_s (cm^2)*	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC	*55x55*	*80,52*	*1698,76*	*SEC*	*0*	*0*	*27,22*
1er	55x55	*136,94*	*1513,89*	*SEC*	*0*	*0*	*27,22*
2ème	50x50	*126,48*	*1287,72*	*SEC*	*0*	*0*	*22,50*
3ème	*50x50*	*192,87*	*79,59*	*SEC*	*0*	*0*	*22,50*
4ème	45x45	*156,58*	*76,98*	*SPC*	*0*	*9,35*	18,22
5ème	45x45	*189,63*	*75,78*	*SPC*	*0*	*11,73*	18,22
6ème	*40x40*	*142,82*	*64,08*	*SPC*	*0*	*10,18*	*14,40*
7ème	40x40	*158,24*	*73,43*	*SPC*	*0*	*11,45*	14,40
8ème	35x35	*103,34*	*66,58*	*SPC*	*0*	*8,57*	11,02
9ème	*35x35*	*105,50*	*179,22*	*SPC*	*0*	*7,43*	11,02
10ème	35x35	*113,23*	*28,51*	*SPC*	*0*	*10,06*	11,02

b. (N^{max},M^{corr})

Tableau : V.16. Ferraillage des poteaux situation accidentelle (N^{max},M^{corr})

Niveaux	*Section (cm^2)*	*N^{max} (kN)*	*M^{corr} (kNm)*	*Sollicitation*	*A'_s (cm^2)*	*A_s (cm^2)*	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC	*55x55*	*1698,76*	*80,33*	*SEC*	*0*	*0*	*27,22*
1er	55x55	*1513,89*	*136,05*	*SEC*	*0*	*0*	*27,22*
2ème	50x50	*1287,72*	*126,48*	*SEC*	*0*	*0*	*22,50*
3ème	*50x50*	*1120,00*	*171,24*	*SEC*	*0*	*0*	*22,50*
4ème	45x45	*918,38*	*151,71*	*SEC*	*0*	*0*	18,22
5ème	45x45	*734,70*	*183,15*	*SPC*	*0*	*6,97*	18,22
6ème	*40x40*	*563,47*	*135,44*	*SPC*	*0*	*3,78*	*14,40*
7ème	40x40	*416,26*	*153,53*	*SPC*	*0*	*7,07*	14,40
8ème	35x35	*285,92*	*99,98*	*SPC*	*0*	*5,56*	11,02
9ème	*35x35*	*179,23*	*105,10*	*SPC*	*0*	*7,43*	11,02
10ème	35x35	*91,64*	*107,63*	*SPC*	*0*	*8,68*	11,02

3 .Situation accidentelle:

- Combinaison : **0,8G±E**

a. (M^{max},N^{corr})

b.

Tableau : V.17. Ferraillage des poteaux situation accidentelle (N^{max},M^{corr})

Niveaux	*Section (cm^2)*	*M^{max}(kNm)*	*N^{corr}*	*Sollicitation*	*A'_s (cm^2)*	*A_s (cm^2)*	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC	*55x55*	*78,82*	*1380,47*	*SPC*	*0*	*0*	*27,22*
1er	55x55	*131,85*	*1240,58*	*SPC*	*0*	*0*	*27,22*
2ème	50x50	*124,75*	*1060,87*	*SPC*	*0*	*0*	*22,50*
3ème	*50x50*	*191,08*	*115,71*	*SPC*	*0*	*5,64*	*22,50*
4ème	45x45	*153,77*	*90,97*	*SPC*	*0*	*9,02*	18,22
5ème	45x45	*185,99*	*59,85*	*SPC*	*0*	*11,71*	18,22
6ème	*40x40*	*140,23*	*437,19*	*SPC*	*0*	*5,63*	*14,40*
7ème	40x40	*154,09*	*5,98*	*SPC*	*0*	*11,91*	14,40
8ème	35x35	*100,31*	*11,29*	*SPC*	*0*	*8,95*	11,02
9ème	*35x35*	*101,82*	*143,91*	*SPC*	*0*	*7,54*	11,02
10ème	35x35	*108,76*	*16,29*	*SPC*	*0*	*9,78*	11,02

b. (N^{max},M^{corr})

Tableau : V.18. Ferraillage des poteaux situation accidentelle (M^{max},N^{corr})

Niveaux	*Section (cm^2)*	*N^{max} (kN)*	*M^{corr} (kNm)*	*Sollicitation*	*A'_s (cm^2)*	*A_s (cm^2)*	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC	*55x55*	*168,45*	*48,10*	*SPC*	*0*	*04,71*	*27,22*
1er	55x55	*192,14*	*129,68*	*SPC*	*0*	*04,08*	*27,22*
2ème	50x50	*177,18*	*123,63*	*SPC*	*0*	*08,65*	*22,50*
3ème	*50x50*	*122,77*	*178,28*	*SPC*	*0*	*11,92*	*22,50*
4ème	45x45	*90,97*	*153,77*	*SPC*	*0*	*11,27*	18,22
5ème	45x45	*60,56*	*128,85*	*SPC*	*0*	*09,16*	18,22
6ème	*40x40*	*35,70*	*139,12*	*SPC*	*0*	*11,16*	*14,40*
7ème	40x40	*11,01*	*150,62*	*SPC*	*0*	*11,78*	14,40
8ème	35x35	*228,33*	*97,16*	*SPC*	*0*	*6,01*	11,02
9ème	*35x35*	*143,91*	*101,83*	*SPC*	*0*	*7,44*	11,02
10ème	35x35	*77,12*	*103,75*	*SPC*	*0*	*8,44*	11,02

V.2.8. Choix des armatures:

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant :

Tableau : V.19. Choix des armatures des poteaux

Niveaux	*Section (cm^2)*	A^{cal}_s (cm^2)	A^{min}_s (cm^2)	A^{max}_s *(Z.C)(cm^2)*	A^{max}_s *(Z.R)(cm^2)*	*Choix des armatures*	A^{adp}_s (cm^2)
RDC	*55x55*	*04,71*	*27,22*	*121,00*	*181,50*	*4T20+8T16*	*28,66*
1er	55x55	*04,08*	*27,22*	*121,00*	*181,50*	*4T20+8T16*	*28,66*
2ème	50x50	*08,65*	*22,50*	*100,00*	*150,00*	12T16	*24,13*
3ème	*50x50*	*11,92*	*22,50*	*100,00*	*150,00*	12T16	*24,13*
4ème	45x45	*11,27*	18,22	*81,00*	*121,50*	*4T16+8T14*	*20,36*
5ème	45x45	*11,73*	18,22	*81,00*	*121,50*	*4T16+8T14*	*20,36*
6ème	*40x40*	*11,16*	*14,40*	*64,00*	*96,00*	12T14	*18,47*
7ème	40x40	*11,91*	14,40	*64,00*	*96,00*	12T14	*18,47*
8ème	*35x35*	*08,95*	11,02	*49,00*	*73,50*	*4T14+8T12*	*15,21*
9ème	*35x35*	*07,54*	11,02	*49,00*	*73,50*	*4T14+8T12*	*15,21*
10ème	*35x35*	*10,06*	11,02	*49,00*	*73,50*	*4T14+8T12*	*15,21*

V.2.9. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service:

a.(M^{ser}_{max} ; N^{ser}) :

Tableau : V.20. Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	*Section (cm^2)*	*M_{ser} (kNm)*	*N_{ser} (kN)*	*Sollicitation*	*σ_s (MPa)*	*σ_s^- (MPa)*	*σ_{bc} (MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	*verification*
RDC	55x55	5,97	905,69	SEC	35,9	201,6	2,40	15	OK
1er	55x55	11,73	757,62	SEC	31,80	201,6	2,20	15	OK
2ème	50x50	4,86	658,96	SEC	37,80	201,6	2,60	15	OK
3ème	50x50	5,69	588,99	SEC	34,40	201,6	2,30	15	OK
4ème	45x45	7,71	488,22	SEC	31,50	201,6	2,20	15	OK
5ème	45x45	10,52	395,77	SEC	27,70	201,6	1,90	15	OK
6ème	40x40	9,03	312,93	SEC	29,30	201,6	2,1	15	OK
7ème	40x40	*12,35*	*224,64*	*SEC*	*24,6*	*201,6*	*1,8*	*15*	*OK*
8ème	*35x35*	*8,45*	*181,98*	*SEC*	*25,7*	*201,6*	*1,9*	*15*	*OK*
9ème	*35x35*	*9,92*	*105,16*	*SEC*	*20,6*	*201,6*	*1,6*	*15*	*OK*
10ème	*35x35*	*13,46*	*52,79*	*SEC*	*22,9*	*201,6*	*1,9*	*15*	*OK*

c. N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor} :

Tableau : V.21. Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	*Section (cm^2)*	*N_{ser} (kN)*	*M_{ser} (kNm)*	*Sollicitation*	*σ_s (MPa)*	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	*σ_{bc} (MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	*Vérification*
RDC	*55x55*	*936,71*	*4,03*	*SEC*	*36,5*	*201,6*	*2,40*	*15*	*OK*
1er	55x55	*809,96*	*10,52*	*SEC*	*33,5*	*201,6*	*2,30*	*15*	*OK*
2ème	50x50	*878,04*	*4,59*	*SEC*	*42,8*	*201,6*	*2,90*	*15*	*OK*
3ème	*50x50*	*612,37*	*2,52*	*SEC*	*29,20*	*201,6*	*2,00*	*15*	*OK*
4ème	45x45	*507,15*	*7,10*	*SEC*	*32,3*	*201,6*	*2,20*	*15*	*OK*
5ème	45x45	*414,70*	*9,74*	*SEC*	*28,3*	*201,6*	*2,00*	*15*	*OK*
6ème	*40x40*	*327,89*	*8,23*	*SEC*	*29,2*	*201,6*	*2,12*	*15*	*OK*
7ème	40x40	*252,38*	*10,78*	*SEC*	*25,5*	*201,6*	*1,90*	*15*	*OK*
8ème	*35x35*	*181,98*	*7,86*	*SEC*	*25,1*	*201,6*	*1,90*	*15*	*OK*
9ème	*35x35*	*121,25*	*9,21*	*SEC*	*20,8*	*201,6*	*1,60*	*15*	*OK*
10ème	*35x35*	*65,80*	*11,11*	*SEC*	*18,6*	*201,6*	*1,70*	*15*	*OK*

V.2.10. Vérification de l'effort tranchant:

V.2.10.1. Vérification de la contrainte de cisaillement:

Tableau : V.22. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	*Section (cm^2)*	*T_u (kN)*	*τ_u (MPa)*	*λ*	*ρ_d*	$\overline{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	*Vérification*
RDC	55x55	8,02	0,0130	16,50	0,075	1,875	2,50	OK
1er	55x55	26,58	0,0310	16,50	0,075	1,875	2,50	OK
2ème	50x50	27 ,30	0,0099	18,14	0,075	1,875	2,50	OK
3ème	50x50	31,70	0,0130	18,14	0,075	1,875	2,50	OK
4ème	45x45	32,76	0,0300	20,13	0,075	1,875	2,50	OK
5ème	45x45	34,21	0,0410	20,13	0,075	1,875	2,50	OK
6ème	40x40	29,25	0,0560	22,68	0,075	1,875	2,50	OK
7ème	40x40	32,00	0,0610	22,68	0,075	1,875	2,50	OK
8ème	35x35	24,40	0,0580	25,92	0,075	1,875	2,50	OK
9ème	35x35	25,47	0,0590	25,92	0,075	1,875	2,50	OK
10ème	35x35	26,60	0,0750	25,92	0,075	1,875	2,50	OK

V.2.10.2. Ferraillage transversal des poteaux:

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau : V.23. Espacements maximaux selon RPA99

Niveaux	*Diamètre (cm)*	*$\emptyset_l$ (mm)*	*S_t (cm)*	
			Zone nodale	*Zone courante*
RDC,1 er	55	20	8	10
2ème,3ème	50	16	8	10
4 ème,5 ème	45	16	8	10
6ème, 7ème	40	14	8	10
8ème,9ème, 10ème	35	14	8	10

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau : V.24. Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm^2)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
RDC	55x55	2,62	4,76	3,75	8,02	N	8	0.32	4T8	2,01
						C	10	0,31	4T8	2,01
1er	55x55	2,62	4,76	3,75	26,58	N	8	0,40	4T8	2,01
						C	10	0,50	4T8	2,01
2ème	50x50	2,62	5,23	2,50	27,30	N	8	0,55	4T8	2,01
						C	10	0,69	4T8	2,01
3ème	50x50	2,62	5,23	2,50	31,70	N	8	0,63	4T8	2,01
						C	10	0,44	4T8	2,01
4ème	45x45	2,62	5,81	2,50	32,76	N	8	0,43	4T8	2,01
						C	10	0,54	4T8	2,01
5ème	45x45	2,62	5,81	2,50	34,21	N	8	0,50	4T8	2,01
						C	10	0,53	4T8	2,01
6ème	40x40	2,62	6,54	2,50	29,25	N	8	0,41	4T8	2,01
						C	10	0,51	4T8	2,01
7ème	40x40	2,62	6,54	2,50	32,00	N	8	0,55	4T8	2,01
						C	10	0,55	4T8	2,01
8ème	35x35	2,62	7,48	2,50	24,4	N	8	0,39	4T8	2,01
						C	10	0,48	4T8	2,01
9ème	35x35	2,62	7,48	2,50	25,47	N	8	0,50	4T8	2,01
						C	10	0,37	4T8	2,01
10ème	35x35	2,62	7,48	2,50	26,60	N	8	0,42	4T8	2,01
						C	10	0,53	4T8	2,01

V.2.11. Longueur de recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50Ø_l$ en zone III.

Pour :

T20…….L_r=100cm

T16…….L_r=80cm

T14…….. L_r=70cm

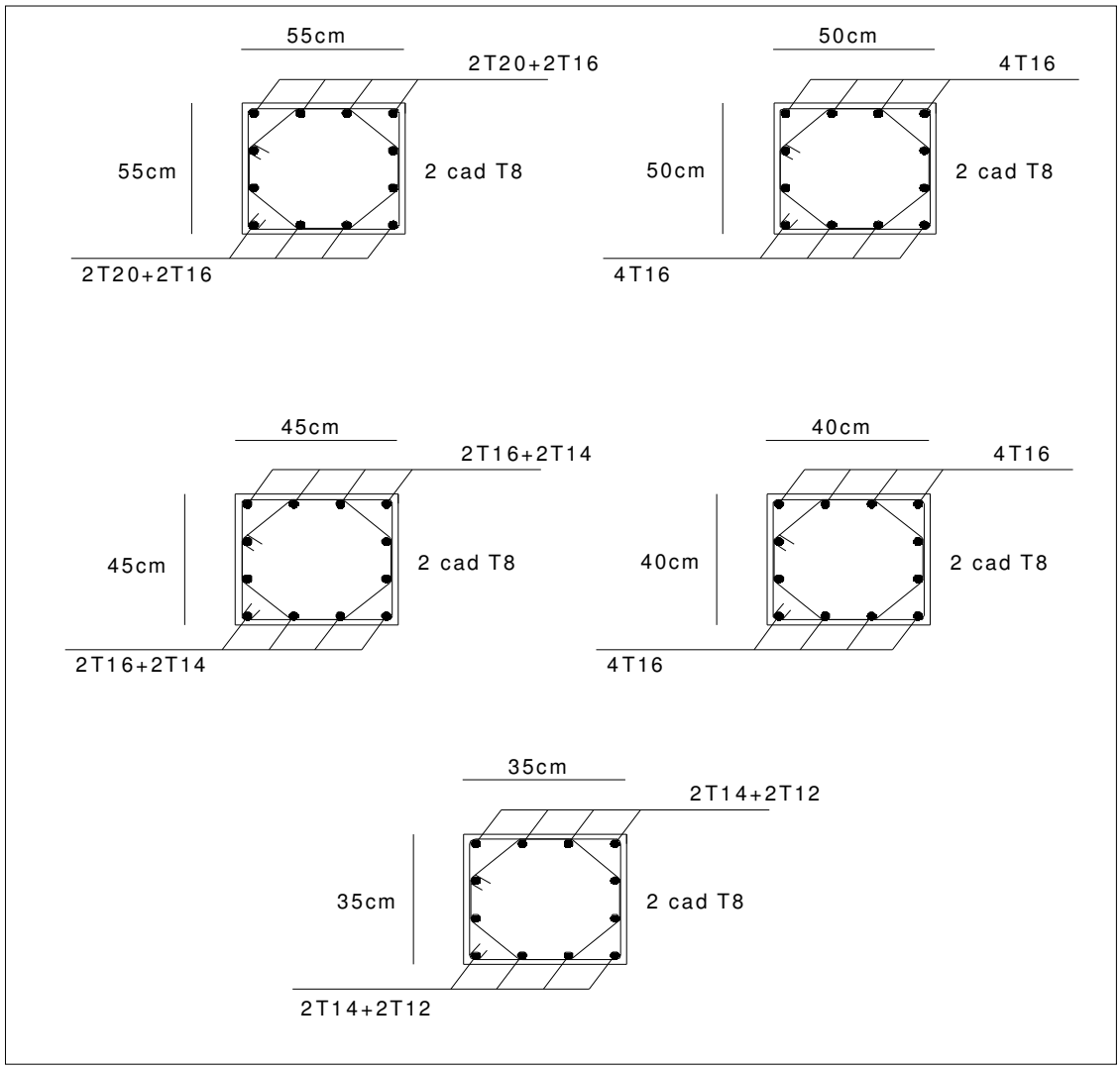
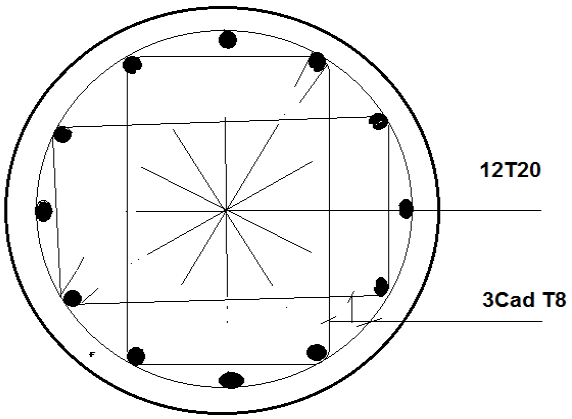
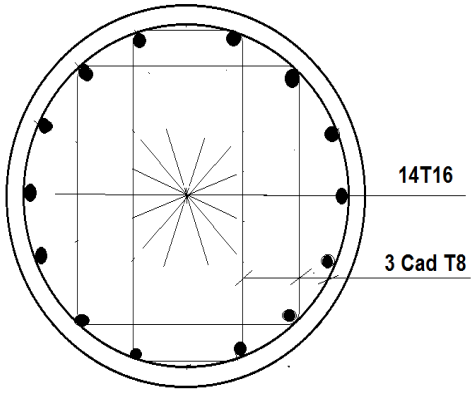


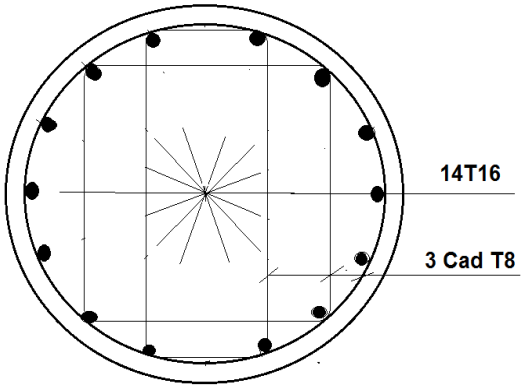
Fig.V.1. Ferraillage des poteaux carrés.



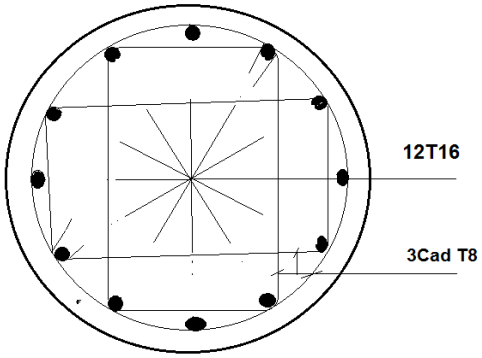
Diamètre 65



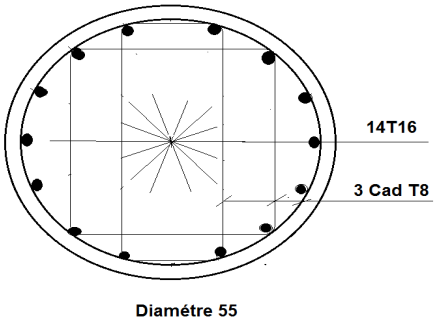
Diamètre 60



Diamètre 55



Diamètre 45



Diamètre 50

Fig.V.2. Ferraillage des poteaux circulaires.

❖ **Bloc(b) et salle de conference :**

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux , des moments fléchissant et à des efforts tranchants , ils seront donc calculés en flexion composée avec une fissuration peu nuisible , en considèrent les sollicitations suivantes :

$N_{max} \longrightarrow$ M correspondant.

$M_{max} \longrightarrow$ N correspondant.

$N_{min} \longrightarrow$ M correspondant.

❖ **BLOC (B)**

V.2.12. Choix des armatures:

c = c′ = 2.5 cm ; B = 40*40 ; acier Fe E400.

Tableau : V.25. Les Armatures longitudinaux des poteaux

	Sollicitation	Valeur	Combinaison	A_{cal} (A_s+A_s') (cm²)	A_{min} (cm²)		A choisie (cm²)
					(CBA)	(RPA)	
40x40 INTER Niveau (1)	N_{max} (kN)	21.34	1.35G+1.5Q	3,20	3,60	12,80	4 HA16 +4HA14 =14.2
	M_{corres}(KN)	-5.76					
	M_{max}(KN)	1.22	G+Q+Ex	3,20	3,60	12,80	
	N_{corr} (kN)	34.38					
	N_{min} (kN)	-4.32	0.8G+Ex	3,20	3,60	12,80	
	M_{corres}(KN)	1.15					
40x40 INTER Niveau (2)	N_{max} (kN)	70.33.	1.35G+1.5Q	3,20	3,60	12,80	4 HA16 +4HA14 =14.2
	M_{corres}(KN)	3.5					
	M_{max}(KN)	8.92	G+Q+Ex	3,20	3,60	12,80	
	N_{corr} (kN)	56.38					
	N_{min} (kN)	-11.52	0.8G+Ex	3,20	3,60	12,80	
	M_{corres}(KN)	3.70					

V.2.13. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir faire le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}).

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$

La fissuration est considérée comme Préjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[266.7\,\text{MPa} ; 201.63\,\text{MPa}\right] = 202\,\text{MPa}$$

Tableau : V.26. Valeurs des contraintes à l'E.L.S (bloc B)

SECTION	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	***Sollicitation***	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
40X40 INTER	67,92	12,70	*SEC*	3.20	1.4	61,90	Oui
	146,1	166,42	*SEC*	9.90	0.84	0.00	

- **la condition de non fragilite**:

$$A_{smin} > \frac{0,23 b0 \phi f_{t28}}{fe}$$

Armatures transversales *:*

Vérification du poteau à l'effort tranchant .

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

Vmax =6,8 KN

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{6,8}{0.4 \times 0.4} 10^{-2} = 0,43 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4\text{Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\left.\begin{array}{l} \tau < \bar{\tau} bu \\ \tau < \bar{\tau} \end{array}\right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

Calcul d'armature transversale :

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculé a l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \rho_a Vu / h f_e$$

- ✓ **Condition d'espacement :**

en zone courante : $t' \leq 15 \phi_L = 21$ cm

en zone nodale ; $t \leq \text{Min} (10\phi_L, 15) = 14$ cm

On opte un espacement de 10 cm en zone nodale et 20cm en zone courante :

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7 \times 2.62}{0.5} = 3.66 < 5$$

donc :

$$\rho_a = 3.75$$

$$At = \frac{\rho a V_a t}{ht f_e} = \frac{3.75 \times 6.8 \times 10 \times 0.1}{0.5 \times 400} = 0.127 \text{ cm}^2$$

soit :2.01 cm², 4ϕ8

la quantité d'armatures transversales minimale At. / t b en % est donnée comme suite :

$$\lambda_g = 0.366 , 0.3\% \Rightarrow \frac{At}{t \times b} > 0.3 \quad \text{RPA99}$$

$2.01/10 \times 50 = 0.402 > 0.3$ vérifiée

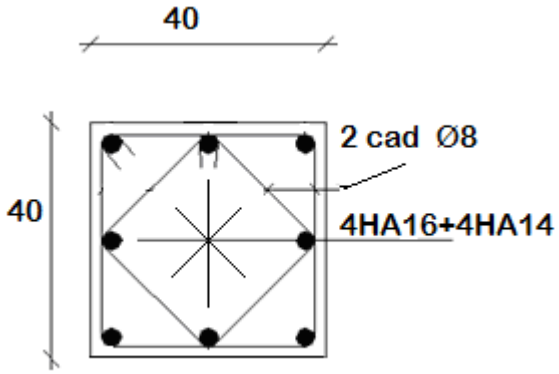


Fig.V.3. Ferraillage des poteaux BLOC (B)

❖ **salle de conferonce :**

V.2.14. Choix des armatures:

c = c′ = 2.5 cm ; B = 40*40 ; acier Fe E400.

Tableau : V.27. Les Armatures longitudinaux des poteaux

	Sollicitation	Valeur	Combinaison	A_{cal} (A_s+A_s') (cm²)	A_{min} (cm²)		A choisie (cm²)
					(CBA)	(RPA)	
40x40 INTER	N_{max} (kN)	1010.76	1.35G+1.5Q	6,40	3,60	12,80	4 HA16 +4HA14 =14.2
	M_{corres}(KN)	-58.96					
	M_{max}(KN)	67.45	G+Q+Ex	6,40	3,60	12,80	
	N_{corr} (kN)	976.66					
	N_{min} (kN)	4.10	0.8G+Ex	6,40	3,60	12,80	
	M_{corres}(KN)	34.49					

V.2.15. Vérification des contraintes à l'ELS:

Après avoir faire le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}).

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$

La fissuration est considérée comme Préjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[266.7\,\text{MPa} ; 201.63\,\text{MPa}\right] = 202\,\text{MPa}$$

Tableau : V.28. Valeurs des contraintes à l'E.L.S (Salle de conférence)

SECTION	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	***Sollicitation***	σ_b (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
40X40 INTER	707.94	48.5	*SEC*	3.20	1.4	61,90	Oui

✓ **la condition de non fragilité**:

$$A_{smin} > \frac{0,23 b0 \phi f_{t28}}{fe}$$

✓ **Armatures transversales:**

Vérification du poteau à l'effort tranchant .

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

Vmax =34,21 KN

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{34,21}{0.4 \times 0.4} 10^{-2} = 2,14 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4\text{Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \tau < \bar{\tau} bu \\ \tau < \bar{\tau} \end{cases}$$ Conditions vérifiées.

Calcul d'armature transversale **:**

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculé a l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \rho_a \, Vu / h \, f_e$$

✓ **Condition d'espacement :**

en zone courante : $t' \leq 15 \, \phi_L = 21$ cm

en zone nodale ; $t \leq \text{Min} (10\phi_L, 15) = 14$ cm

On opte un espacement de 10 cm en zone nodale et 20cm en zone

- **courante :**

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7 \times 2.62}{0.5} = 3.66 < 5$$

donc :

$$\rho_a = 3.75$$

$$At = \frac{\rho a \, V_a \, t}{ht \, f_e} = \frac{3.75 \times 34.21 \times 10 \times 0.1}{0.5 \times 400} = 0.64 \text{ cm}^2$$

soit :2.01 cm², 4ϕ8

la quantité d'armatures transversales minimale At. / t b en % est donnée comme suite :

$$\lambda_g = 0.366 , 0.3\% \Rightarrow \frac{At}{t \times b} > 0.3 \quad \text{RPA99}$$

$2.01/10\times50 = 0.402 > 0.3$ vérifiée

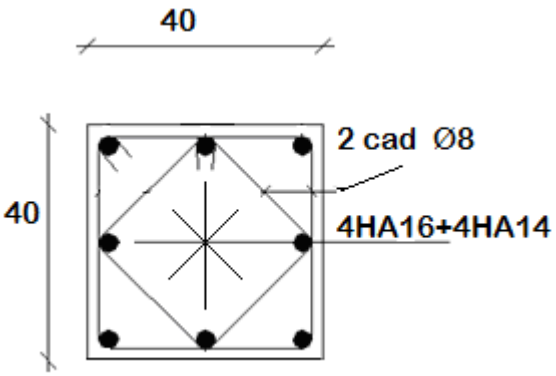


Fig.V.4. Ferraillage des poteaux (salle de conferonce)

V.3.Ferraillage des poutres:

V.3.1. Introduction:

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.
Le ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).
On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : 1,35G+1,5Q
- Situation accidentelle : G+Q+E

V.3.2. Recommandation du "RPA99 version 2003" :

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de 50Ø en zone III
4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

V.3.3. Calcul du ferraillage:

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

❖ **Bloc(A):**

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

1. **Poutres porteuses:**

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau : V.29. Ferraillage des poutres longitudinales (situation durable)

Niveaux	*Section (cm^2)*	*Position*	M^{max} *(kNm)*	A_s *(cm^2)*	A_s' *(cm^2)*	A_{sRPA}^{min} *(cm^2)*
RDC	*35x50*	*Travée*	*59,50*	*3,94*	*0*	*7,50*
		Appui	*142,62*	*10,02*	*0*	*7,50*
1er	*35x50*	*Travée*	*59,41*	*3,93*	*0*	*7,50*
		Appui	*135,86*	*9,50*	*0*	*7,50*
2ème	*35x50*	*Travée*	*62,27*	*4,13*	*0*	*7,50*
		Appui	*138,61*	*9,71*	*0*	*7,50*
3ème	*35x50*	*Travée*	*61,40*	*4,07*	*0*	*7,50*
		Appui	*139,00*	*9,74*	*0*	*7,50*
4ème	*35x50*	*Travée*	*63,11*	*4,19*	*0*	*7,50*
		Appui	*140,21*	*9,83*	*0*	*7,50*
5ème	*35x50*	*Travée*	*64,29*	*4,27*	*0*	*7,50*
		Appui	*143,34*	*10,08*	*0*	*7,50*
6ème	*35x50*	*Travée*	*65,98*	*4,39*	*0*	*7,50*
		Appui	*145,51*	*10,25*	*0*	*7,50*
7ème	*35x50*	*Travée*	*67,63*	*4,50*	*0*	*7,50*
		Appui	*148,39*	*10,48*	*0*	*7,50*
8ème	*35x50*	*Travée*	*69,80*	*4,66*	*0*	*7,50*
		Appui	*151,31*	*10,71*	*0*	*7,50*
9ème	*35x50*	*Travée*	*70,30*	*4,69*	*0*	*7,50*
		Appui	*152,33*	*10,79*	*0*	*7,50*
10ème	*35x50*	*Travée*	*65,43*	*4,35*	*0*	*7,50*
		Appui	*138,11*	*9,67*	*0*	*7,50*

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau : V.30. Ferraillage des poutres longitudinales (situation accidentelle)

Niveaux	***Section*** ***(cm^2)***	***Position***	***M^{max}*** ***(kNm)***	***A_s*** ***(cm^2)***	***A_s'*** ***(cm^2)***	***A_{sRPA}^{min}*** ***(cm^2)***
RDC	*35x50*	*Travée*	*49,48*	*3,23*	*0*	*7,50*
		Appui	*141,94*	*9,73*	*0*	*7,50*
1er	*35x50*	*Travée*	*56,37*	*3,69*	*0*	*7,50*
		Appui	*153,12*	*10,56*	*0*	*7,50*
2ème	*35x50*	*Travée*	*61,91*	*4,07*	*0*	*7,50*
		Appui	*168,48*	*11,72*	*0*	*7,50*
3ème	*35x50*	*Travée*	*65,95*	*4,34*	*0*	*7,50*
		Appui	*189,79*	*13,36*	*0*	*7,50*
4ème	*35x50*	*Travée*	*67,49*	*4,45*	*0*	*7,50*
		Appui	*200,74*	*14,24*	*0*	*7,50*
5ème	*35x50*	*Travée*	*69,29*	*4,57*	*0*	*7,50*
		Appui	*209,49*	*14,94*	*0*	*7,50*
6ème	*35x50*	*Travée*	*70,45*	*4,65*	*0*	*7,50*
		Appui	*209,90*	*14,94*	*0*	*7,50*
7ème	*35x50*	*Travée*	*70,85*	*4,67*	*0*	*7,50*
		Appui	*206,3*	*14,68*	*0*	*7,50*
8ème	*35x50*	*Travée*	*69,89*	*4,61*	*0*	*7,50*
		Appui	*196,80*	*13,92*	*0*	*7,50*
9ème	*35x50*	*Travée*	*74,88*	*4,91*	*0*	*7,50*
		Appui	*197,17*	*13,95*	*0*	*7,50*
10ème	*35x50*	*Travée*	*67,00*	*4,41*	*0*	*7,50*
		Appui	*180,83*	*12,67*	*0*	*7,50*

2. Poutres non porteuses :

a. Situation durable: *1,35G+1,5Q*

Tableau : V.31. Ferraillage des poutres longitudinales (situation accidentelle)

Niveaux	***Section*** ***(cm^2)***	***Position***	***M^{max}*** ***(kNm)***	***A_s*** ***(cm^2)***	***A_s'*** ***(cm^2)***	***A_{sRPA}^{min}*** ***(cm^2)***
RDC	*30x40*	*Travée*	*2,65*	*0,21*	*0*	*6,00*
		Appui	*46,18*	*3,86*	*0*	*6,00*
1er	*30x40*	*Travée*	*3,55*	*0,28*	*0*	*6,00*
		Appui	*46,25*	*3,86*	*0*	*6,00*
2ème	*30x40*	*Travée*	*3,99*	*0,31*	*0*	*6,00*
		Appui	*46,46*	*3,88*	*0*	*6,00*
3ème	*30x40*	*Travée*	*10,99*	*0,89*	*0*	*6,00*
		Appui	*46,46*	*3,88*	*0*	*6,00*
4ème	*30x40*	*Travée*	*10,81*	*0,87*	*0*	*6,00*
		Appui	*46,69*	*3,90*	*0*	*6,00*
5ème	*30x40*	*Travée*	*10,79*	*0,87*	*0*	*6,00*
		Appui	*46,67*	*3,90*	*0*	*6,00*
6ème	*30x40*	*Travée*	*10,75*	*0,87*	*0*	*6,00*
		Appui	*46,84*	*3,91*	*0*	*6,00*
7ème	*30x40*	*Travée*	*10,69*	*0,86*	*0*	*6,00*
		Appui	*46,79*	*3,91*	*0*	*6,00*
8ème	*30x40*	*Travée*	*10,61*	*0,86*	*0*	*6,00*
		Appui	*46,89*	*3,91*	*0*	*6,00*
9ème	*30x40*	*Travée*	*10,75*	*0,87*	*0*	*6,00*
		Appui	*46,88*	*3,90*	*0*	*6,00*
10ème	*30x40*	*Travée*	*6,63*	*0,53*	*0*	*6,00*
		Appui	*44,89*	*3,74*	*0*	*6,00*

b. Situation accidentelle *: G+Q+E*

Tableau : V.32. Ferraillage des poutres longitudinales (situation durable)

Niveaux	***Section*** ***(cm^2)***	***Position***	***M^{max}*** ***(kNm)***	***A_s*** ***(cm^2)***	***A_s'*** ***(cm^2)***	***A_{sRPA}^{min}*** ***(cm^2)***
RDC	*30x40*	*Travée*	*3,05*	*0,24*	*0*	*6,00*
		Appui	*67,45*	*5,66*	*0*	*6,00*
1^{er}	*30x40*	*Travée*	*3,61*	*0,29*	*0*	*6,00*
		Appui	*111,15*	*9,69*	*0*	*6,00*
$2^{ème}$	*30x40*	*Travée*	*12,48*	*1,00*	*0*	*6,00*
		Appui	*145,06*	*13,07*	*0*	*6,00*
$3^{ème}$	*30x40*	*Travée*	*28,88*	*2,35*	*0*	*6,00*
		Appui	*168,21*	*15,53*	*0*	*6,00*
$4^{ème}$	*30x40*	*Travée*	*31,06*	*2,54*	*0*	*6,00*
		Appui	*184,29*	*17,34*	*0*	*6,00*
$5^{ème}$	*30x40*	*Travée*	*31,73*	*2,59*	*0*	*6,00*
		Appui	*192,96*	*18,43*	*0*	*6,00*
$6^{ème}$	*30x40*	*Travée*	*32,25*	*2,64*	*0*	*6,00*
		Appui	*195,77*	*18,67*	*0*	*6,00*
$7^{ème}$	*30x40*	*Travée*	*31,74*	*2,60*	*0*	*6,00*
		Appui	*193,15*	*18,36*	*0*	*6,00*
$8^{ème}$	*30x40*	*Travée*	*31,29*	*2,58*	*0*	*6,00*
		Appui	*186,79*	*17,62*	*0*	*6,00*
$9^{ème}$	*30x40*	*Travée*	*29,39*	*2,40*	*0*	*6,00*
		Appui	*182,89*	*17,18*	*0*	*6,00*
$10^{ème}$	*30x40*	*Travée*	*23,28*	*1,89*	*0*	*6,00*
		Appui	*168,35*	*15,55*	*0*	*6,00*

V.3.4. Choix des armatures :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

1. **Poutres porteuses:**

Tableau : V.33. Choix des armatures pour les poutres principales

Niveaux	Section (cm^2)	Position	A_s^{max} (ZN)(cm^2)	A_s^{max} (ZR)(cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm^2)
RDC	*35x50*	*Travée*	*60*	*90*	*7.50*	*3,94*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*10,02*	*4T16+2T14*	*11,11*
1er	*35x50*	*Travée*	*60*	*90*	*7.50*	*3,93*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*10,56*	*4T16+2T14*	*11,11*
2ème	*35x50*	*Travée*	*60*	*90*	*7.50*	*4,13*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*11,72*	*6T16*	*12,08*
3ème	*35x50*	*Travée*	*60*	*90*	*7.50*	*4,34*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*13,37*	*8T16*	*16,08*
4ème	*35x50*	*Travée*	*60*	*90*	*7.50*	*4,45*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*14,24*	*8T16*	*16,08*
5ème	*35x50*	*Travée*	*60*	*90*	*7.50*	*4,57*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*14,94*	*8T16*	*16,08*
6ème	*35x50*	*Travée*	*60*	*90*	*7.50*	*4,65*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*14,94*	*8T16*	*16,08*
7ème	*35x50*	*Travée*	*60*	*90*	*7.50*	*4,67*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*14,68*	*8T16*	*16,08*
8ème	*35x50*	*Travée*	*60*	*90*	*7.50*	*4,65*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*13,72*	*8T16*	*16,08*
9ème	*35x50*	*Travée*	*60*	*90*	*7.50*	*4,91*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*13,95*	*8T16*	*16,08*
10ème	*35x50*	*Travée*	*60*	*90*	*7.50*	*4,41*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*12,67*	*8T16*	*16,08*

2. Poutres non porteuses :

Tableau : V.34. Choix des armatures pour les poutres secondaires

Niveaux	Section (cm^2)	Position	A_s^{max} (ZN)(cm^2)	A_s^{max} (ZR)(cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm^2)
RDC	*30x40*	*Travée*	*48*	*72*	*6,00*	*0,24*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*5,66*	*4T16*	*8,04*
1er	*30x40*	*Travée*	*48*	*72*	*6,00*	*1,00*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*13,07*	*4T16+4T14*	*14,20*
2ème	*30x40*	*Travée*	*48*	*72*	*6,00*	*2,35*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*15,53*	*8T16*	*16,08*
3ème	*30x40*	*Travée*	*48*	*72*	*6,00*	*2,54*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*17,34*	*8T16+2T14*	*19,16*
4ème	*30x40*	*Travée*	*48*	*72*	*6,00*	*2,59*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*18,43*	*8T16+2T14*	*19,16*
5ème	*30x40*	*Travée*	*48*	*72*	*6,00*	*2,64*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*18,67*	*8T16+2T14*	*19,16*
6ème	*30x40*	*Travée*	*48*	*72*	*6,00*	*2,60*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*18,36*	*8T16+2T14*	*19,16*
7ème	*30x40*	*Travée*	*48*	*72*	*6,00*	*2,59*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*17,62*	*8T16+2T14*	*19,16*
8ème	*30x40*	*Travée*	*48*	*72*	*6,00*	*2,40*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*17,18*	*8T16+2T14*	*19,16*
9ème	*30x40*	*Travée*	*48*	*72*	*6,00*	*1,89*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*15,55*	*8T16*	*16,08*
10ème	*30x40*	*Travée*	*48*	*72*	*6,00*	*0,53*	*4T16*	*8,04*
		Appui				*9,69*	*4T16+2T14*	*11,12*

V.3.5. Verification necessaires:

V.3.5.1. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} \qquad [1]$$

Avec :

f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa

1. Poutres porteuses:

Tableau : V.35. Vérification de la condition de non fragilité

Niveaux	Section (cm^2)	Position	As (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)	Vérification
RDC	*35x50*	*Travée*	*8,04*	1,63	vérifiée
		Appui	11,11		
1er	*35x50*	*Travée*	*8,04*	1,63	vérifiée
		Appui	11,11		
2ème	*35x50*	*Travée*	*8,04*	1,63	vérifiée
		Appui	12,08		
3ème	*35x50*	*Travée*	*8,04*	1,63	vérifiée
		Appui	16,08		
4ème	*35x50*	*Travée*	*8,04*	1,63	vérifiée
		Appui	16,08		
5ème	*35x50*	*Travée*	*8,04*	1,63	vérifiée
		Appui	16,08		
6ème	*35x50*	*Travée*	*8,04*	1,63	vérifiée
		Appui	16,08		
7ème	*35x50*	*Travée*	*8,04*	1,63	vérifiée
		Appui	16,08		
8ème	*35x50*	*Travée*	*8,04*	1,63	vérifiée
		Appui	16,08		
9ème	*35x50*	*Travée*	*8,04*	1,63	vérifiée
		Appui	16,08		
10ème	*35x50*	*Travée*	*8,04*	1,63	vérifiée
		Appui	16,08		

2.Poutres non porteuses :

Tableau : V.36. Vérification de la condition de non fragilité

Niveaux	Section (cm^2)	Position	As (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)	Vérification
RDC	30x40	Travée	8,04	1,63	vérifiée
		Appui	8,04		
1er	30x40	Travée	8,04	1,63	vérifiée
		Appui	14,2		
2èm	30x40	Travée	8,04	1,63	vérifiée
		Appui	16,08		
3ème	30x40	Travée	8,04	1,63	vérifiée
		Appui	19,16		
4ème	30x40	Travée	8,04	1,63	vérifiée
		Appui	19,16		
5ème	30x40	Travée	8,04	1,63	vérifiée
		Appui	19,16		
6ème	30x40	Travée	8,04	1,63	vérifiée
		Appui	19,16		
7ème	30x40	Travée	8,04	1,63	vérifiée
		Appui	19,16		
8ème	30x40	Travée	8,04	1,63	vérifiée
		Appui	19,16		
9ème	30x40	Travée	8,04	1,63	vérifiée
		Appui	16,08		
10ème	30x40	Travée	8,04	1,63	vérifiée
		Appui	11,12		

V.3.6. Vérification vis-à-vis de l'ELS:

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifiée que : $\begin{cases} \sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I}\, y \prec \overline{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15\dfrac{M_{ser}}{I}(d-y) + \sigma \le \overline{\sigma}_s = 201{,}6MPa \end{cases}$ **[2]**

1. Poutres porteuses:

Tableau : V.37. Vérification des poutres porteuses à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	42,71	3,42	15	41	201,60	OK
	Appui	102,46	8,20		98,36		
1er	Travée	42,65	3,41	15	40,94	201,60	OK
	Appui	97,58	7,81		93,67		
2ème	Travée	44,70	3,58	15	42,91	201,60	OK
	Appui	99,59	8,00		95,91		
3ème	Travée	44,07	3,53	15	42,31	201,60	OK
	Appui	99,75	7,98		95,76		
4ème	Travée	45,30	3,62	15	43,49	201,60	OK
5ème, 6ème	Appui	100,62	8,05	15	96,60		OK
5ème	Travée	46,15	3,69	15	44,30	201,60	OK
	Appui	102,88	8,23	15	98,76		OK
6ème	Travée	47,36	3,79	15	45,46	201,60	OK
5ème, 6ème	Appui	104,45	8,36	15	100,27		OK
7ème	Travée	48,54	3,88	15	46,60	201,60	OK
5ème, 6ème	Appui	106,53	8,52	15	102,69		OK
8ème	Travée	50,11	4,01	15	48,10	201,60	OK
5ème, 6ème	Appui	108,65	8,69	15	104,30		OK
9ème	Travée	50,11	4 ,01	15	48,10	201,60	OK
5ème, 6ème	Appui	108,65	8,69	15	104,30		OK
10ème	Travée	47,75	3,82	15	45,84	201,60	OK
5ème, 6ème	Appui	100,79	8,06	15	96,76		*OK*

2. Poutres non porteuses :

Tableau : V.38. Vérification des poutres non porteuses à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	1,96	0,25	15	2,94	201,60	OK
	Appui	33,52	4,19		50 ,28		
1er	Travée	2,61	0,34	15	3,92	201,60	OK
	Appui	33,57	4,20		50,35		
2ème	Travée	2,96	0,37	15	4,44	201,60	OK
	Appui	33,72	4,21		50,58		
3ème	Travée	7,95	1,00	15	11,92	201,60	OK
	Appui	33,72	4,21		50,58		
4ème	Travée	7,82	0,98	15	11,73	201,60	OK
5ème, 6ème	Appui	33,89	4,24	15	50,83		OK
5ème	Travée	7,8	0,98	15	11,73	201,60	OK
	Appui	33,87	4,23	15	50,80		OK
6ème	Travée	7,60	0,97	15	11,4	201,60	OK
5ème, 6ème	Appui	33,99	4,25	15	50,98		OK
7ème	Travée	7,72	0,96	15	11,58	201,60	OK
5ème, 6ème	Appui	33,96	4,23	15	50,94		OK
8ème	Travée	7,67	0,96	15	11,50	201,60	OK
5ème, 6ème	Appui	34,04	4,25	15	51,04		OK
9ème	Travée	7,77	0,97	15	11,65	201,60	OK
5ème, 6ème	Appui	34,02	4 ,25	15	51,03		OK
10ème	Travée	4,82	0,6	15	7,23	201,60	OK
5ème, 6ème	*Appui*	*33,03*	*4,25*	*15*	*49,54*		*OK*

V.3.7. Vérification de l'effort tranchant :

a-Vérification de la contrainte de cisaillement:

Il faut vérifier que : $\tau_u = \dfrac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$ [2]

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\overline{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

1. Poutres porteuses:

Tableau : V.39. Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	*Section (cm^2)*	T_u^{max} *(kN)*	τ_u*(MPa)*	$\overline{\tau}_u$ *(MPa)*	*Vérifié*
RDC	35X50	136,17	1,01	2,5	Vérifié
1er	35X50	134,71	0,99	2,5	Vérifié
2ème	35X50	135,45	1,00	2,5	Vérifié
3ème	35X50	136,25	1,01	2,5	Vérifié
4ème	35X50	136,88	1,01	2,5	Vérifié
5ème	35X50	138,16	1,02	2,5	Vérifié
6ème	35X50	139,32	1,03	2,5	Vérifié
7ème	35X50	140,60	1,04	2,5	Vérifié
8ème	35X50	142,23	1,05	2,5	Vérifié
9ème	35X50	142,37	1,05	2,5	Vérifié
10ème	35X50	131,73	0,97	2,5	Vérifié

2. Poutres non porteuses :

Tableau : V.40. Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	*Section (cm^2)*	T_u^{max} *(kN)*	τ_u*(MPa)*	$\overline{\tau}_u$ *(MPa)*	*Vérifié*
RDC	30X40	28,36	0,26	2,5	Vérifié
1er	30X40	28,43	0,26	2,5	Vérifié
2ème	30X40	28,55	0,26	2,5	Vérifié
3ème	30X40	28,60	0,26	2,5	Vérifié
4ème	30X40	28,73	0,27	2,5	Vérifié
5ème	30X40	28,74	0,27	2,5	Vérifié
6ème	30X40	28,83	0,27	2,5	Vérifié
7ème	30X40	28,83	0,27	2,5	Vérifié
8ème	30X40	28,88	0,27	2,5	Vérifié
9ème	30X40	28,88	0,27	2,5	Vérifié
10ème	30X40	27,83	0,27	2,5	Vérifié

b- calcul des armateures transeversales:

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$$\begin{cases} S_t = Min(0{,}9d;40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3f_{t28}K}{0{,}8f_e} \quad (K=1: Pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage) \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

$$\begin{cases} A_t = 0{,}003 S_t b \\ S_t \le Min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \text{.....Zone nodale} \\ S_t \le \frac{h}{2} \text{.....Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \le Min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1{,}43cm$$

On prend : $Ø_t$=10 mm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau : V.41. Calcul des armatures transversales

SENS	T_u*(kN)*	τ_u*(MPa)*	*BAEL91*	*RPA99*		S_t^{adp} *(cm)*		$A_t^{\max}$ *(cm²)*	*Choix*
			S_t*(cm)*	S_t*(cm)ZN*	S_t*(cm)ZC*	*ZN*	*ZC*		
Porteur	*142,37*	*1.05*	*40*	*12.5*	*25*	*10*	*20*	*1.80*	*4T8*
Non porteur	*28,88*	*0,27*	*32,4*	*10*	*20*	*10*	*20*	*1,8*	*4T8*

V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r=50Ø en zone III

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=20mm……L_r=100cm
- Ø=16mm……L_r=80cm
- Ø=14mm……L_r=70cm

V.3.9. Vérification de l'influence del'effort tranchant au voisinage des appuis :

a. Appuis intermédiaires :

a.1. Vérification des armatures longitudinales [1] :

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0{,}9d} \prec 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0{,}9d} \succ 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \ge \frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}\right)$

1. Poutres porteuses :

Tableau : V.42. Vérification de la section d'armature

Niveaux	*Section (cm^2)*	T_u *(kN)*	M_{ua} *(kNm)*	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ *(kN)*	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ *(kN)*
RDC	35X50	136,17	142,62	352,15	<0
1er	35X50	134,71	153 ,12	378,07	<0
2ème	35X50	135,45	168,48	416,00	<0
3ème	35X50	136,25	189,79	468,62	<0
4ème	35X50	136,88	200,74	495,65	<0
5ème	35X50	138,16	209,94	517 ,26	<0
6ème	35X50	139,31	209,90	518,27	<0
7ème	35X50	140,60	206, 30	509,38	<0
8ème	35X50	142 ,23	196,80	485,92	<0
9 ème	35X50	142,37	197,17	486,84	<0
10 ème	35X50	131,73	180,83	446,49	<0

2. Poutres non porteuses:

Tableau : V.43. Vérification de la section d'armature

Niveaux	*Section (cm^2)*	T_u *(kN)*	M_{ua} *(kNm)*	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ *(kN)*	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ *(kN)*
RDC	30X40	28,36	67,45	208,18	<0
1er	30X40	28,43	111,15	343,05	<0
2ème	30X40	28,55	145,06	447,72	<0
3ème	30X40	28,76	168,21	519,17	<0
4ème	30X40	28,73	184,29	568,80	<0
5ème	30X40	28,74	192,96	595,55	<0
6ème	30X40	28,83	195,77	604,23	<0
7ème	30X40	28,83	193,15	596,14	<0
8ème	30X40	28,88	186,79	576,51	<0
9 ème	30X40	28,88	182,89	564,47	<0
10 ème	30X40	27,83	168,35	519,60	<0

- **Conclusion:**

D'après les résultats des tableaux, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui [1] :

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{bc}^{m} = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma^b}$$

Avec :

a=Min(à ; 0,9d).

à : Largeur d'appuis sans l'enrobage (à=c-c'-2cm)

c' : L'enrobage (c'=3cm).

c: Largeur du poteau en appui.

b: Largeur de la poutre.

1 .Poutres porteuses:

Tableau : V.44. Vérification de la compression du béton

Niveaux	*Section (cm^2)*	*à(cm)*	*a(cm)*	T_u^{max} *(kN)*	σ_{bc}^{m} *(MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ *(MPa)*	*Vérification*
RDC	305X50	50	40,5	136,17	1,12	21,67	Vérifié
1er	35X50	50	40,5	134,71	1,11	21,67	Vérifié
2ème	35X50	45	40,5	135,45	1,11	21,67	Vérifié
3ème	35X50	45	40,5	136,25	1,12	21,67	Vérifié
4ème	35X50	40	40	136,88	1,14	21,67	Vérifié
5ème	35X50	40	40	138,16	1,15	21,67	Vérifié
6ème	35X50	35	35	139,31	1,33	21,67	Vérifié
7ème	35X50	35	35	140,60	1,34	21,67	Vérifié
8ème	35X50	30	30	142 ,23	1,58	21,67	Vérifié
9 ème	35X50	30	30	142,37	1,58	21,67	Vérifié
10 ème	35X50	30	30	131,73	1,46	21,67	Vérifié

2. Poutres non porteuses:

Tableau : V.45. Vérification de la compression du béton

Niveaux	*Section (cm^2)*	*à(cm)*	*a(cm)*	T_u^{max} *(kN)*	σ_{bc}^{m} *(MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ *(MPa)*	*Vérification*
RDC	30X40	50	32,4	28,36	0,29	21,67	Vérifié
1er	30X40	50	32,4	28,43	0,29	21,67	Vérifié
2ème	30X40	45	32,4	28,55	0,29	21,67	Vérifié
3ème	30X40	45	32,4	28,76	0,29	21,67	Vérifié
4ème	30X40	40	32,4	28,73	0,29	21,67	Vérifié
5ème	30X40	40	32,4	28,74	0,29	21,67	Vérifié
6ème	30X40	35	32,4	28,83	0,3	21,67	Vérifié
7ème	30X40	35	32,4	28,83	0,3	21,67	Vérifié
8ème	30X40	30	30	28,88	0,32	21,67	Vérifié
9 ème	30X40	30	30	28,88	0,32	21,67	Vérifié
10 ème	30X40	30	30	27,83	0,31	21,67	Vérifié

b.Appuis de rives :

b.1. Vérification des armatures longitudinales :

Il faut vérifier que : $A_s \geq \dfrac{T_u \gamma_s}{f_e}$

b.2. Vérification de la contrainte de compression du béton :

Il faut vérifier que : $T_u \leq 0{,}267 b.a.f_{c28}$

Avec :

b: Largeur de la poutre.

a=Min(à ; 0,9d).

à : Longueur d'appui (*à=c-c'-2cm).*

c: Largeur d'appui (poteau).

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

1. Poutres porteuses :

Tableau : V.46. Vérification dans les appuis de rives

Vérifications			*section d'armature longitudinale*			*contrainte de compression du béton*		
Niveaux	*Section (cm2)*	*Tu (kN)*	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm^2)	A_s^{adp} (cm^2)	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	*a (cm)*	*0,267.b.a.fc28 (kN)*	*Tu≤0,267.b.a.fc28*
RDC	35X50	136,17	3,91	11,11	Vérifié	40,5	811,01	Vérifié
1er	35X50	134,71	3,87	11,11	Vérifié	40,5	811,01	Vérifié
2ème	35X50	135,45	3,89	12,08	Vérifié	40,5	811,01	Vérifié
3ème	35X50	136,25	3,92	16,08	Vérifié	40,5	811,01	Vérifié
4ème	35X50	136,88	3,93	16,08	Vérifié	40	801,00	Vérifié
5ème	35X50	138,16	3,97	16,08	Vérifié	40	801,00	Vérifié
6ème	35X50	139,31	4,00	16,08	Vérifié	35	700,87	Vérifié
7ème	35X50	140,60	4,04	16,08	Vérifié	35	700,87	Vérifié
8ème	35X50	142 ,23	4,09	16,08	Vérifié	30	600,75	Vérifié
9 ème	35X50	142,37	4,09	16,08	Vérifié	30	600,75	Vérifié
10 ème	35X50	131,73	3,79	16,08	Vérifié	30	600,75	Vérifié

2. Poutres non porteuse :

Tableau : V.47. Vérification dans les appuis de rives

Vérifications			*section d'armature longitudinale*			*contrainte de compression du béton*		
Niveaux	*Section (cm2)*	*Tu (kN)*	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm^2)	A_s^{adp} (cm^2)	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	*a (cm)*	*0,267.b.a.fc28 (kN)*	*Tu≤0,267.b.a.fc28*
RDC	30X40	28,36	0,81	8,04	Vérifié	32,4	648,81	Vérifié
1er	30X40	28,43	0,82	14,20	Vérifié	32,4	648,81	Vérifié
2ème	30X40	28,55	0,82	16,08	Vérifié	32,4	648,81	Vérifié
3ème	30X40	28,76	0,82	19,16	Vérifié	32,4	648,81	Vérifié
4ème	30X40	28,73	0,82	19,16	Vérifié	32,4	648,81	Vérifié
5ème	30X40	28,74	0,83	19,16	Vérifié	32,4	648,81	Vérifié
6ème	30X40	28,83	0,83	19,16	Vérifié	32,4	648,81	Vérifié
7ème	30X40	28,83	0,83	19,16	Vérifié	32,4	648,81	Vérifié
8ème	30X40	28,88	0,83	19,16	Vérifié	30	600,75	Vérifié
9 ème	30X40	28,88	0,83	16,08	Vérifié	30	600,75	Vérifié
10 ème	30X40	27,83	0,80	11,12	Vérifié	30	600,75	Vérifié

V.3.10. Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L=Max(L_{gauche} ; L_{droite})$.

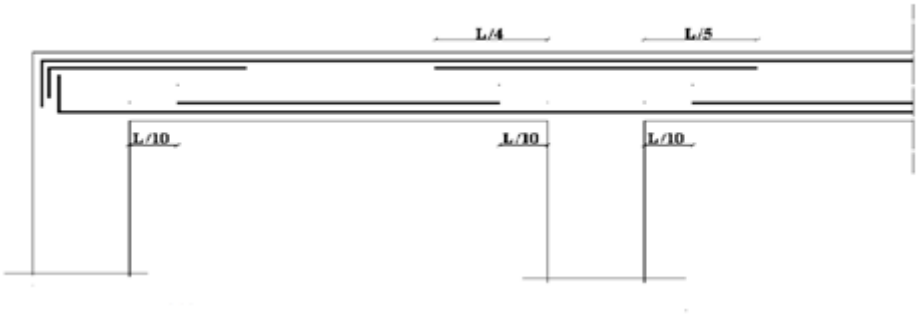


Fig.V.5. Arrêt de barre

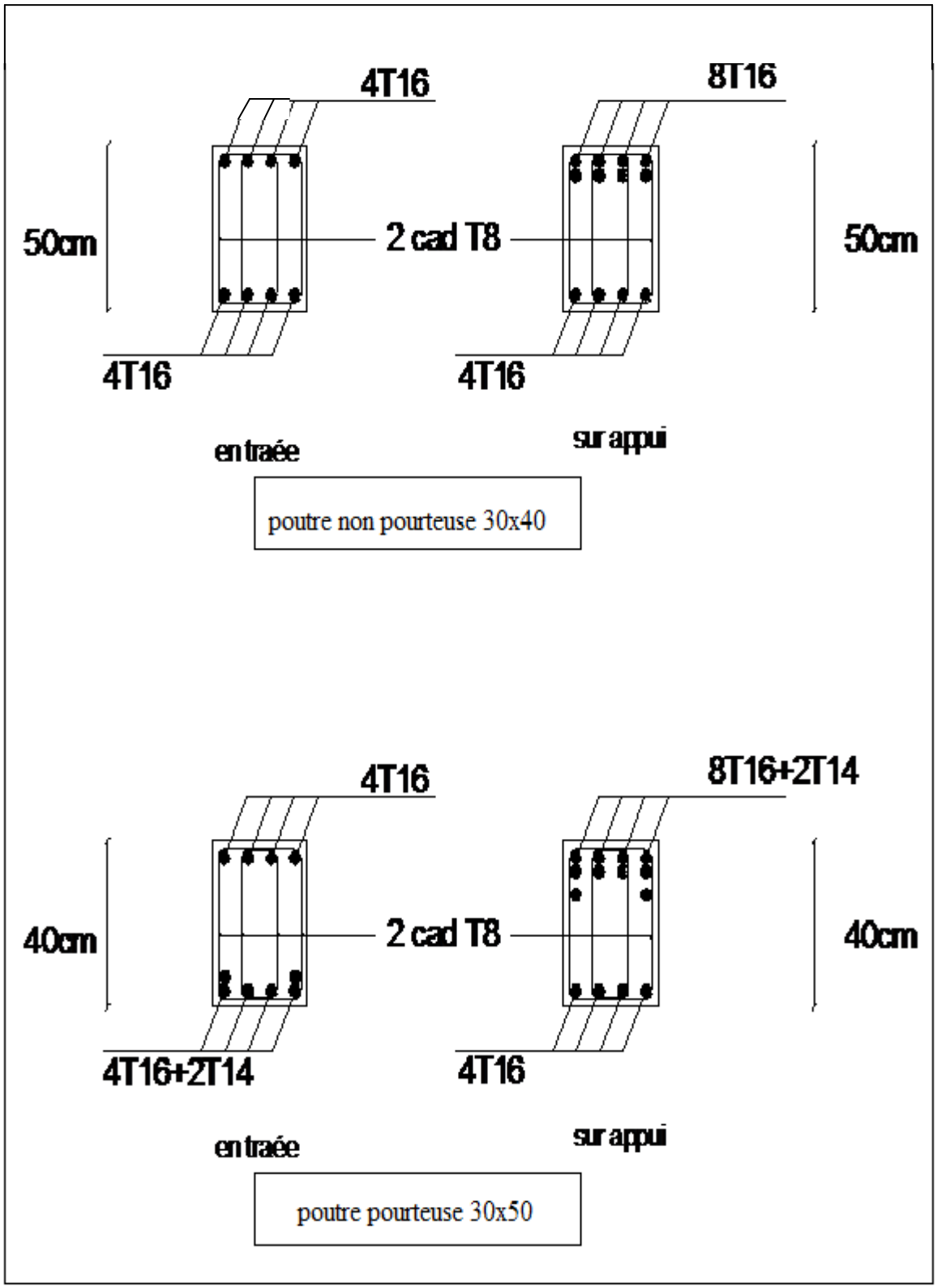


Fig.V.6. ferraillage des poutres bloc (A)

❖ **Bloc(b) :**

V.3.11. Ferraillage sur travées:

- **Poutre (35*50) :** F_e = 400 MPA.

M_{ult} = 2 .034 t.m .

D'aprés B.A.E.L 83 :

$\mu = M_u / (b.d^2.f_{c28}) = 0.105$

$\alpha = 1.25.(1-\sqrt{1-2.\mu}) = 0.14.$

$Z = d.(1-0.4.\alpha) = 0.44$ m.

$A_s = 20.34.10 / (0.44.348) = 1.3$ cm².

Soit : 3HA14 + 3HA12 (8.01 cm²).

V.3.12. Ferraillage sur appui:

M_{amax} =11.66 t.m .

Donc : $\mu_{bu} = 11.66.10^2 / (0.35\times0.47^2\times14.17) = 0.261 > 0.186$;

$0.261 < \mu_r = 0.312.$

Pivot A : $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

$\alpha = 1.25.(1-\sqrt{1-2.\mu_{bc}}) = 0.301$

$Z = d.(1-0.4.\alpha) = 0.317$ m.

$A_s = 11.66.10 / (0.317\times348) = 10.57$ cm².

Soit : 3HA16 + 3HA14 (10.69 cm²).

V.3.13. Vérification nécessaire pour les poutres:

- ✓ **La condition de non fragilité :**

$A_{min} > 0.23.b.d.f_{c28}/f_e$; f_e = 400 MPA.

$A_{min} > 0.23.35.47.2.1/400 = 4.87$ cm².

C'est vérifiée.

- ✓ **Pourcentage exigé par RPA99 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{min} > 0.5\%.b.h.$

$A_{min} > 0.5\%.35.50 = 8.75$ cm².

- ✓ **Armatures transversales:**

$V_u^{max} = 13.916 .10^{-2}$ MN.

$\tau u^{max} = 13.916.10^{-2} / 0.35\times0.47 = 0.85$ MPA.

$\overline{\tau} = \min (0.13f_{c28} ; 4MPA) = 3.25$ MPA (fissuration peu nuisible).

$\tau u^{max} < \overline{\tau}$ (vérifié).

- **Disposition constructives :**
  - ✓ **Espacement :** $S_t \leq \min (0.9d ; 40$ cm).

Donc : : $S_t \leq 40$ cm.

Soit : : $S_t = 20$ cm.

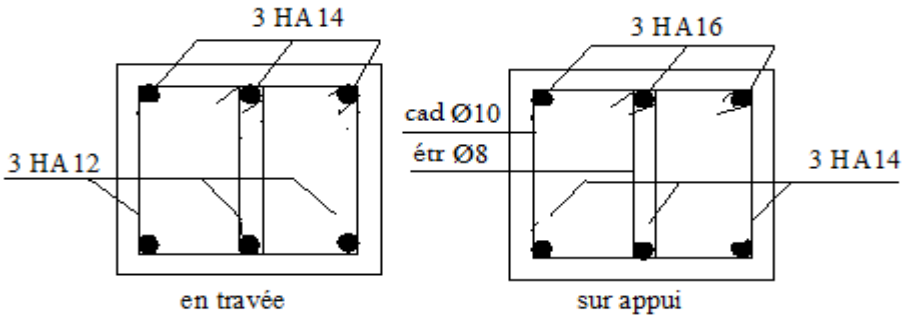
Section minimale des armatures transversales BAEL ART.1.2.2 :

: $S_t \leq A_t.f_e /0.4\times b_0$

$\Rightarrow$ $A_t \geq 0.4\times b_0\times S_t / f_e$.

$A_t = 0.4\times35\times20 / 400 = 0.7$ cm².

1 cadre de $\phi10$ + un étrier de $\phi8$ = 1.29 cm².



Poutre 35x50 (BLOC B)

Fig.V.7. disposition des armateurs des poutres bloc (B)

❖ **La salle de conference :**

▪ **Poutre porteuse :**

V.3.14. Ferraillage sur travées:

✓ **Poutre (55*80) :** F_e = 400 MPA.

M_{ult} = 28.35 t.m .

D'aprés B.A.E.L 83 :

$\mu = M_u/ (b.d^2.f_{c28}) = 0.035$

$\alpha = 1.25.(1-\sqrt{1-2.\mu}) = 0.045.$

$Z = d.(1-0.4.\alpha) = 0.75$ m.

$A_s = 28.35.10^2 / (0.75.348) = 10.86$ cm².

Soit : 4HA16 + 2HA14 (11.12 cm²).

V.3.15. Ferraillage sur appui :

$M_{amax} = 63.22$ t.m .

Donc : $\mu_{bu} = 63.22.10^{-2} / (0.55\times0.77^2\times14.17) = 0.137 < \mu_r = 0.312$.

Pivot A : $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

$\alpha = 1.25.(1-\sqrt{1-2.\mu_{bc}}) = 0.185$

$Z = d.(1-0.4.\alpha) = 0.71$ m.

$A_s = 63.22.10^2 / (0.71\times348) = 25.59$ cm².

Soit : 6HA16 + 4HA14 (26.9 cm²).

V.3.16. Vérification nécessaire pour les poutres :

- ✓ **La condition de non fragilité :**

$A_{min} > 0.23.b.d.f_{c28}/f_e$; $f_e = 400$ MPA.

$A_{min} > 0.23.55.77.2.1/400 = 4.87$ cm². C'est vérifié.

- ✓ **Pourcentage exigé par RPA99 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{min} > 0.5\%.b.h.$ $A_{min} > 0.5\%.55.80 = 22$ cm².

- ✓ **Armatures transversales :**

$V_u^{max} = 13.916 .10^{-2}$ MN.

$\tau u^{max} = 13.916.10^{-2} /0.55\times0.77 = 0.32$ MPA.

$\tau = \min (\overline{0.13}f_{c28} ; \overline{4}MPA) = 3.25$ MPA (fissuration peu nuisible). $\tau u^{max} < \tau$ (vérifié).

- **Disposition constructives :**
  - ✓ **Espacement :**

$S_t \leq \min (0.9d ; 40$ cm).

Donc : $S_t \leq 40$ cm. Soit : $S_t = 20$ cm.

Section minimale des armatures transversales BAEL ART.1.2.2 : $S_t \leq A_t.f_e /0.4\times b_0$

$\Rightarrow$ $A_t \geq 0.4\times b_0\times S_t / f_e$.

$A_t = 0.4\times55\times20 / 400 = 1.1$ cm².

1 cadre de $\phi10$ + un étrier de $\phi8 = 1.29$ cm².

5. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiment cas général on a 3 cm2 / m pour les armatures de peau [3]

$A_P = 3 cm^2/m \times 0,8 = 2,4 cm^2$ (Fissuration préjudiciable)

Par paroi on prend 2T14= 12 ,57 cm².

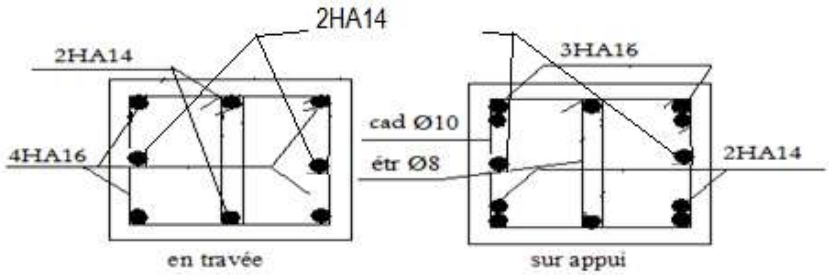


Fig.V.8. disposition des armateurs des poutres porteuse (salle de conférence)

- ✓ **Poutre non porteuse**:

V.3.17. Ferraillage des travées:

- ✓ **Poutre (35*50) :** $F_e = 400$ MPA.

M_{ult} = 18.87 t.m .

D'aprés B.A.E.L 83 :

$\mu = M_u / (b.d^2.f_{c28}) = 0.098$

$\alpha = 1.25.(1-\sqrt{1-2.\mu}) = 0.129.$

$Z = d.(1-0.4.\alpha) = 0.45$ m.

$A_s = 18.87.10^2 / (0.45.348) = 12.05$ cm².

Soit : 6HA16 (12.06 cm²).

V.3.18. Ferraillage sur appui:

M_{amax} = 23.21 t.m .

Donc : $\mu_{bu} = 23.21.10^{-2} / (0.35 \times 0.47^2 \times 14.17) = 0.212 < \mu_r = 0.312$.

Pivot A : $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

$\overline{\alpha = 1.25}.(1-\sqrt{1-2.\mu_{bc}}) = 0.3$

$Z = d.(1-0.4.\alpha) = 0.41$ m.

$A_s = 23.21.10^2 / (0.41 \times 348) = 16.26$ cm².

Soit : 6HA16 + 4HA12 (16.58 cm²).

V.3.19. Vérification nécessaire pour les poutres:

- ✓ **La condition de non fragilité :**

  $A_{min} > 0.23.b.d.f_{c28}/f_e$; f_e = 400 MPA.

  $A_{min} > 0.23.35.47.2.1/400 = 1.89$ cm².

  C'est vérifié.

- ✓ **Pourcentage exigé par RPA99:**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{min} > 0.5\%.b.h.$

$A_{min} > 0.5\%.35.50 = 8.75$ cm².

- ✓ **Armatures transversales:**

  $V_u^{max} = 33.78 .10^{-2}$ MN.

  $\tau u^{max} = 33.78.10^{-2} / 0.35 \times 0.47 = 2.05$ MPA.

  $\overline{\tau}$ = min (0.13f_{c28} ; 4MPA) =3.25 MPA (fissuration peu nuisible).

  $\tau u^{max} < \overline{\tau}$ (vérifié).

- Disposition constructives:

  - ✓ **Espacement :** $S_t \leq$ min (0.9d ; 40 cm).

    Donc : $S_t \leq 40$cm.

    Soit : : S_t = 20 cm.

Section minimale des armatures transversales BAEL ART.1.2.2 :

$S_t \leq A_t.f_e / 0.4 \times b_0$

$\Rightarrow \quad A_t \geq 0.4 \times b_0 \times S_t / f_e$.

$A_t = 0.4 \times 35 \times 20 / 400 = 0.7$ cm².

1 cadre de ϕ10 + un étrier de ϕ8 = 1.29 cm².

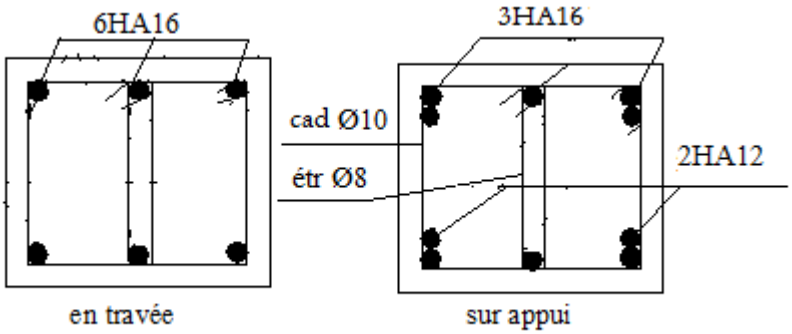


Fig.V.9. disposition des armateurs des poutres non porteuse (salle de conférence)

V.4.FERRAILLAGE DES VOILES :

V.4.1. Generalites :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.
Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surfac

V.4.2. Remarque :

Des voiles en acier ont été très rarement utilisés pour des contreventements de structures métalliques (steel shear walls) pour des bâtiments de grande hauteur aux Etats-Unis, à la place des traditionnelles diagonales.
Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché »
Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions. Un poteau «allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.
Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.
Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.
La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur. **[10]**

V.4.3. Intoduction au ferraillage des voiles:

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. La **figure ci dessous** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

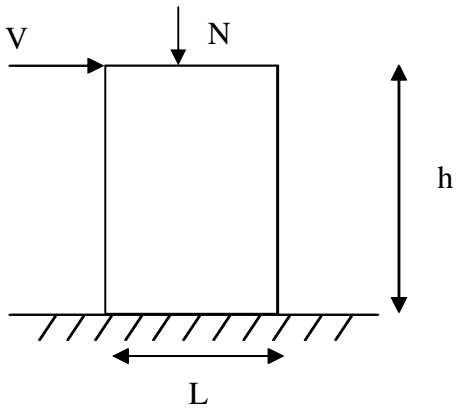
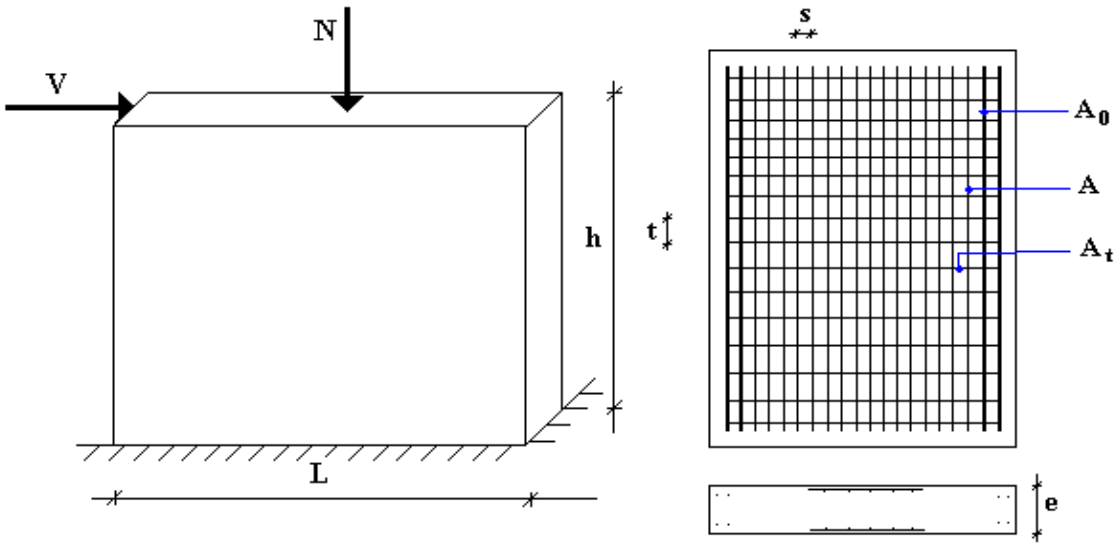


Fig.V.10. Modèle général d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.
Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

1- D'armatures verticales concentrées aux deux extremités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément reparies (de pourcentage ρ_V)
2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.
En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistante à l'effort tranchant.



Armatures	Aire	pourcentage
verticales concentrées	A_0	$\rho_0 = A_0/B$
verticales réparties	A	$\rho = A/e.s$
Horizontales réparties	A_t	$\rho_t = A_t/e.t$

Fig.V.11. Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage

V.4.4. Justification des sollicataion normales : [11]

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
  - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12cm$ pour les murs exterieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15cm$ pour les murs exterieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extêmité h : $h \geq 3a$

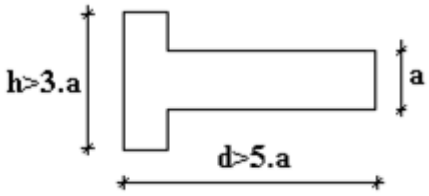


Fig.V.12. Définition de l'élément mur

b. Longueur de flambement : (murs non raidi latéralement)

Soit :

l: la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

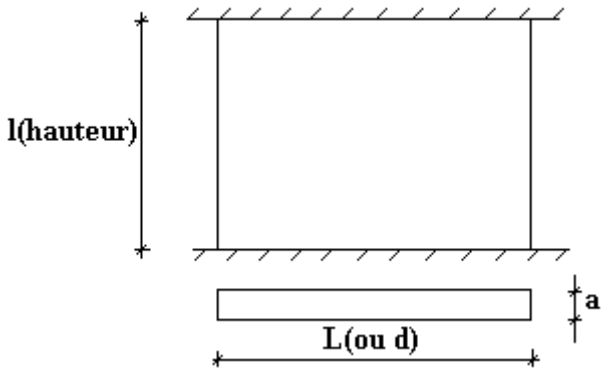


Fig.V.13. Schéma d'un voile

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l, en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau : V.48. Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		***Mur armé verticalement***	***Mur non armé verticalement***
Mur encastré en tête et en pied	*Il existe un plancher de part et d'autre*	*0,80*	*0,85*
	Il existe un plancher d'un seul côté	*0,85*	*0,90*
Mur articulé en tête et en pied		*1,00*	*1,00*

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU : [9]

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a: épaisseur du voile

d: longueur du voile

f_{c28}: résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e: limite élastique de l'acier

γ_b =1,5 (sauf combinaisons accidentelles pour lesquelles γ_b =1,15)

γ_s = 1,15 (sauf combinaisons accidentelles pour lesquelles γ_s=1)

✓ **Nota:**

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir. **[11]**

Tableau : V.49. Calcul de la contrainte limite $\sigma_{u\,lim}$

	notation	unités	voile armé verticalement	voile non armé verticalement
elancement	λ	/	$\frac{l_f\sqrt{12}}{a}$	
section réduite	b_r	m^2	d(a-0,02)	
pour λ ≤ 50 **pour 50 ≤ λ ≤80**	α	/	$\frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
effort limite elu	$n_{u\,lim}$	kn	$\alpha\left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b}+\frac{A_s f_e}{\gamma_s}\right]$	$\alpha\left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b}\right]$
contrainte limite	σ	kpa	$\sigma_{ba}=\frac{N_{u\,lim}}{ad}$	$\sigma_{bna}=\frac{N_{u\,lim}}{ad}$

✓ **Remarque:**

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\,lim}=\frac{N_{u\,lim}}{a\,d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification: [9]

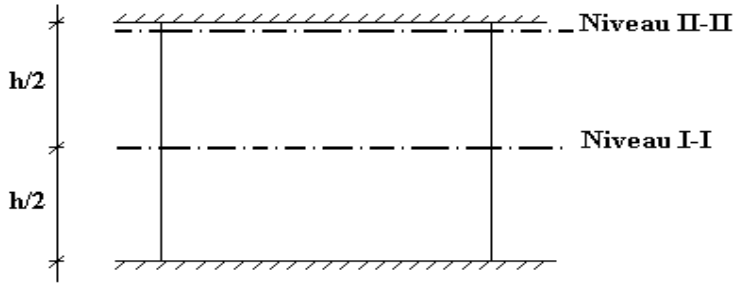


Fig.V.14. Représentation des différents niveaux de vérification.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \dfrac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu

e. Aciers minimaux : [9]

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux:

Tableau : V.50. Aciers verticaux et horizontaux

	aciers verticaux	**aciers horizontaux**
espacement maximal entre axes	$s_t \leq$ min (0,33m ; 2a)	$s_t \leq$ 0,33m
acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v \; d \; a$	$\rho_H = \dfrac{A_H}{100a} \geq Max\left[\dfrac{2\rho_{vMax}}{3}; 0{,}001\right]$
pourcentage minimal	$\rho_v = Max\left[0{,}001; 0{,}0015\dfrac{400\theta}{f_e}\left(\dfrac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1\right)\right]$ *par moitié sur chaque face* *Avec* : θ *= 1,4 pour un voile de rive* θ *= 1 pour un voile intermédiaire*	ρ_{vMax} *= le pourcentage vertical de la bande la plus armée*

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux: (perpendiculaire aux parements) **[9] ,[11]**

Seuls les aciers verticaux (de diamètre $Ø_l$) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre $Ø_t$)

Tableau : V.51. Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	**Diamètre ϕ_t**
$\phi_l \leq 12mm$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\ mm < \phi_l \leq 20mm$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15\phi_l$	6mm
$20mm < \phi_l$		8mm

f. Cisaillement:

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

V.4.5. Procedure de feraillage des trumeaux:

V.4.5.1. Intoduction:

Pour le ferraillage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99.**

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferraillage (ou ferraillage adéquat).

V.4.5.2. Methode simplifiee pour les voiles:

- **Rectangulaires : [9]**
  - C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes, proposée en référence. **[9]**
  - Le **DTU 23.1 NF** (ou le **DTR B-C 2.42**) admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire

✓ **Nota :**

- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du **SAP 2000** (il s'agit des contraintes $\mathbf{S_{22}}$)
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.
- Dans notre cas les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes de traction importantes (ici G+Q+E)

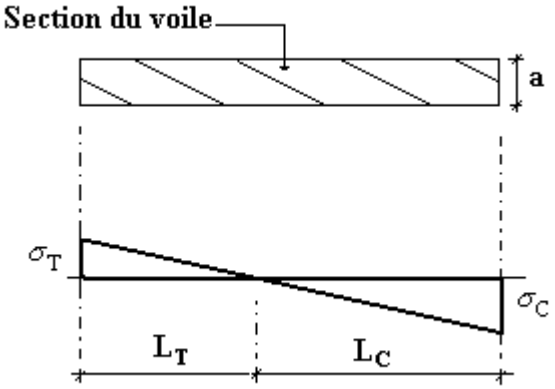
Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_T = \dfrac{N}{A} + \dfrac{Ml_t}{I} & (traction) \\ \sigma_c = \dfrac{N}{A} + \dfrac{M\ l_c}{I} & (compression) \end{cases}$$

A = l. a ; I = $\dfrac{a\,l^3}{12}$

N : effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)



1er cas : Section Entièrement Comprimée : **[9]**

Le **DTU 23.1**, **art 4.224** permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur L_i est tel que :

$$L_i \leq Min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i.

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'aciers de compression.
- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba}, on devra augmenter les dimensions du voile.

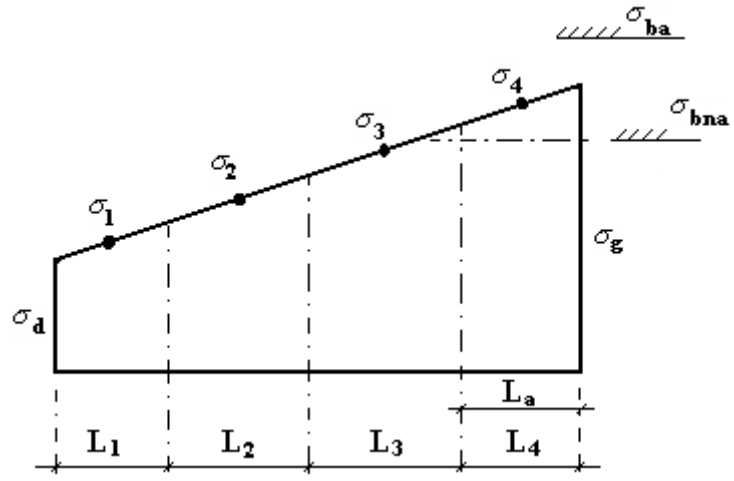


Fig.V.15. Section rectangulaire entièrement comprimée

2ème cas : Section Partiellement Tendue : **[9]**

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir **1er cas**.
- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)

Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \qquad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_S = b.L_i$ où b : épaisseur du voile

$\frac{A_s}{S}$: est réparti sur S

✓ **Exemple :**

Pour une section rectangulaire d'épaisseur b, et si $l_t < h_e$ on peut prendre

$$L_4 = L_5 = \frac{L_t}{2}$$

i = 4 ou 5

$\Delta_S = b.L_i$

$\sigma_4 = 0{,}25\ \sigma_g$

$\sigma_5 = 0{,}75\ \sigma_g$

Ce qui donne : $\begin{cases} A_4 = \sigma_g \dfrac{\gamma_s}{f_e} \dfrac{bL_t}{8} \\ A_5 = 3A_4 \end{cases}$

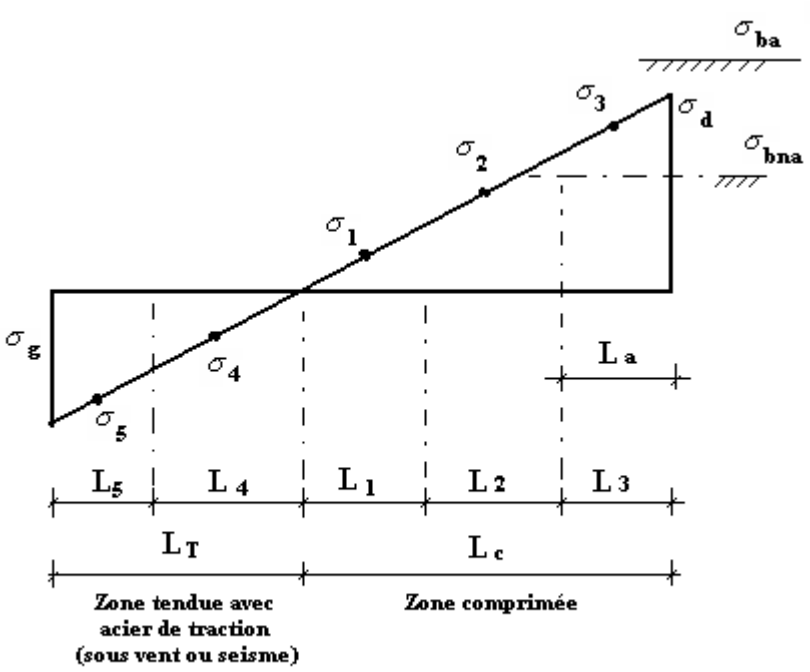


Fig.V.16. Voile partiellement tendue, découpage en bande

V.4.5.3. ACIER HORIZONTAUX:

$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v$ ($A_v = A_s$ précédemment définit)

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u \; b_0 \; S_t}{0{,}8(0{,}8 f_e)} = \frac{1{,}4 \; \tau_u \; a \; S_t}{0{,}8 f_e} 1{,}25 \quad \textbf{[11]}$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par le **SAP 2000**

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$A_h \geq Max\,(A_{h1}, A_{h2})$

V.4.5.4. ACIERS SUPPLEMENTAIRES ET DISPOSITION CONSTRUCTIVES : [10]

- **Aciers de peau :** pour limiter les effets hygrothermiques

Tableau : V.52. Aciers supplémentaires

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm^2	$0{,}6\frac{400}{f_e}$	$1{,}2\frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

V.4.5.5. Preconisation du «rpa99 version2003» : [1]

a.aciers verticaux:

- 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 0,2%.
- 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.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (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 15cm.

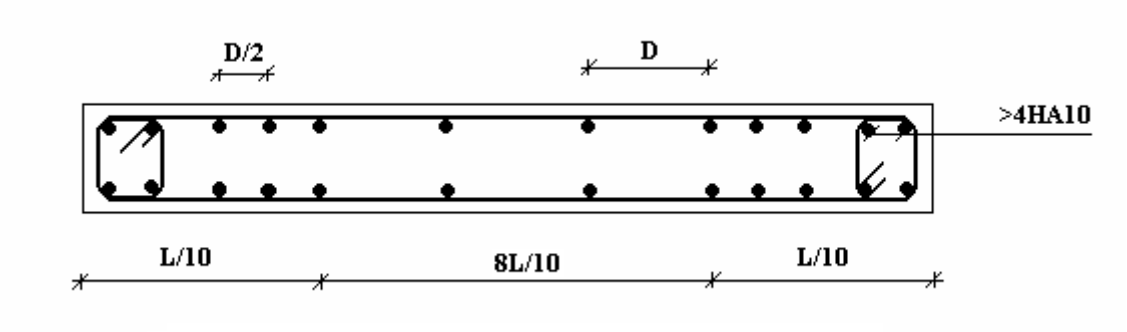


Fig.V.17. Disposition des armatures verticales dans les voiles

a. **Aciers horizontaux:**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ. Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

b. **Règles communes:**

- 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 valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1{,}5a \\ 30cm \end{cases}$
- 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.
- 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 :

c. 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

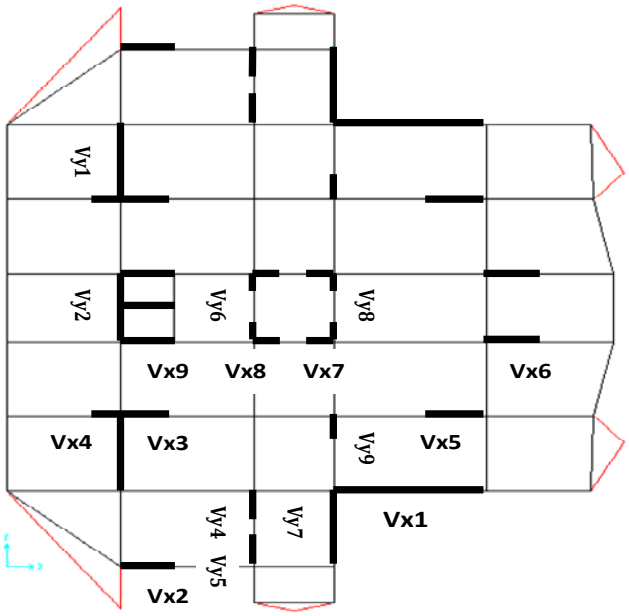
d. 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1{,}1\frac{\overline{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.6. PRESENTATION DES RESULTATS :



❖ **Direction x-x:**

Tableau : V.53. Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles longitudinaux

n° des voiles	*niveau*	$s_{22}=\sigma 1$ *[mpa]*	$s_{22}=\sigma 2$ *[mpa]*	$s_{12}=\tau 1$*(mpa)*	*sollicitation*
vx1	*rdc-1ème*	*-13,76*	*9,86*	*1,21*	*spt*
	2ème-3ème	*-11,44*	*8,34*	*1,32*	*spt*
	4ème-5ème	*-8,40*	*6,17*	*1,12*	*spt*
	6ème-7ème	*-5,6*	*4,15*	*0,81*	*spt*
	8ème-9ème-10ème	*-3,19*	*2,62*	*0,53*	*spt*
vx2	*rdc-1ème*	*-9,05*	*3,87*	*0,32*	*spt*
	2ème-3ème	*-5,59*	*1,87*	*1,83*	*spt*
	4ème-5ème	*-4,9*	*1,86*	*2,03*	*spt*
	6ème-7ème	*-4,95*	*1,87*	*2,17*	*spt*
	8ème-9ème-10ème	*-4,79*	*2,68*	*1,87*	*spt*
vx3	*rdc-1ème*	*-13,94*	*8,52*	*0,86*	*spt*
	2ème-3ème	*-10,98*	*6,16*	*0,77*	*spt*
	4ème-5ème	*-7,86*	*5,01*	*0,52*	*spt*
	6ème-7ème	*-5,83*	*4,14*	*0,6*	*spt*
	8ème-9ème-10ème	*-6,56*	*3,74*	*0,94*	*spt*
vx5	*rdc-1ème*	*-11,72*	*5,63*	*0,52*	*spt*
	2ème-3ème	*-6,86*	*2,71*	*1,63*	*spt*
	4ème-5ème	*-5,57*	*2,49*	*2,23*	*spt*
	6ème-7ème	*-4,6*	*2,29*	*0,47*	*spt*
	8ème-9ème-10ème	*-4,15*	*3,48*	*0,55*	*spt*
vx6 *vx9*	*rdc-1ème*	*-11,38*	*5,46*	*0,9*	*spt*
	2ème-3ème	*-8,34*	*3,72*	*0,66*	*spt*
	4ème-5ème	*-5,39*	*3,46*	*0,57*	*spt*
	6ème-7ème	*-5,56*	*3,24*	*0,44*	*spt*
	8ème-9ème-10ème	*-5,90*	*3,16*	*0,1*	*spt*
vx7 vx8	*rdc-1ème*	*-9,39*	*8,27*	*1,74*	*spt*
vx4	*rdc-1er*	*-13,75*	*7,53*	*1,28*	*spt*
	2ème-3ème	*-9,63*	*4,61*	*0,66*	*spt*
	4ème-5ème	*-5,74*	*2,22*	*0,45*	*spt*
	6ème-7ème	*-3,87*	*1,26*	*0,28*	*spt*
	8ème-9ème-10ème	*-2,3*	*0,76*	*0,11*	*spt*

✓ Exemple de calcul VOILE VX1:

Soit le voile de longueur

L =6,25m

a = 0,20m (épaisseur)

h_e = 3,74 m (hauteur d'étage)

A la base du voile on lit sur le fichier output du **SAP2000**.

$S_{22}=\sigma_1=13,86MPa$

$S_{22}=\sigma_2=9,89MPa$

$S_{12}=\tau=1.23MPa$

Pour S_{12} et S_{22} on lira les valeurs maximales entre les valeurs **TOP** et **BOT.**

❖ **Contraintes limites:**

Pour une hauteur d'étage de 3,74m, la hauteur libre est égale à :

- $h_e=3,74-0,5=3,24m$ (0,5m : hauteur de la poutre)

Tableau : V.54. Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple

	unité	béton non armé	béton armé
longueur de flambement l_f	*m*	*3,24x0,85=2,7542*	*0,8x3,24=2,592*
elancement λ	/	$\frac{l_f\sqrt{12}}{0,20}=47,701$	$\frac{l_f\sqrt{12}}{0,20}=44,895$
coefficient α	/	*0,449*	*0,640*
section réduite b_r (par ml) avec d = 1m	m^2	*(a-0,02)1 = (0,20-0,02)1 = 0,18*	*(a-0,02)1 = (0,20-0,02)1 = 0,18*
contraintes limites $\sigma=\frac{N_{u\lim}}{a\ d}$ **avec d = 1m**	*mpa*	$\sigma_{bna}=0,469\left[\frac{0,18x25}{0,9x1,15x0,20}\right]$ $\sigma_{bna}=9,759MPa$	$\sigma_{ba}=\frac{0,680}{0,20}\left(\frac{0,18x25}{0.9x1.15}+A_s\frac{400}{1}\right)$ $\sigma_{ba}=14,159MPa$

✓ **Remarque :**

σ_{ba}= 14,159MPa correspondant à A_s= 0,1% de B_{et}

B_{et} = (0,20) (1,56) m^2

A_s = 3,12cm^2=3,12.10^{-4} m^2

- **Longueur de traction:**

L=6,24 m longueur du voile

L_t : la longueur tendue, dans notre cas L_t=L (Voile entièrement tendu)

- **Armatures de traction:**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \le \frac{h_e}{2}$

Soit : $l^i=\frac{h_e}{2}=1,87m$

❖ **Calcul du ferraillage:**

- aciers verticaux:

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \le \frac{h_e}{2}$

Soit : $l^i=\frac{h_e}{2}=1,87m$, donc notre voile est décomposer en 4 bandes de 1,56m

- **S_i**=a.l_i

Avec : - a : l'épaisseur du voile.
- l_i : la longueur de la bande.

Donc : **S_i**= 0,20 x 1,56 = 0,31 m^2

- **Détermination de différentes positions :**

-1er position : l_1= L – (l/ 2) = 6,25– (1,56 / 2)
l_1= 5,47m

-2éme position : l_2= l_1 – l =5,47 – 1,56
l_2= 3,91m

-3éme position : l_3= l_2 –l = 3,91– 1,56
l_3 = 2,35m

-4éme position : l_4= l_3 – l = 2,35– 1,56
L_4 = 0,79m

- **Contrainte moyenne par bande σ_j :**

On a : $\sigma_i = l_i \frac{\sigma_2}{L_t}$

Avec : - σ_j :la contrainte moyenne.
- li : la position
- σ_2 : la contrainte tirée du SAP2000 (soit S_{22})
- L_t : la longueur tendue, dans notre cas L_t=L (voile entièrement tendu)

Donc : $-\sigma_1 = 5,47 \frac{9,86}{6,25} = 8,63$ MPa.

$-\sigma_2 = 3,91 \frac{9,86}{6,25} = 6,17$ MPa

$-\sigma_3 = 2,35 \frac{9,86}{6,25} = 3,7$ MPa.

$-\sigma_4 = 0,79 \frac{9,86}{6,25} = 1,25$MPa

- **Force de traction F_t :**

On a : **$F_t = \sigma_i . S_i$**

Avec : - S_i : la section du voile.
- σ_i : la contrainte moyenne.

Donc: - F_{t1} = 8,63 x 0,31.10^3 = 2675,3 KN
- F_{t2} 6,17x 0,31.10^3 = 1912,7KN
- F_{t3} = 3,7 x 0,31.10^3 = 1147 KN
- F_{t4} = 1,25x 0,31.10^3 = 387,5 KN

- **Section d'acier:**

On a : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Avec : - F_t : la force de traction

- σ_s : contrainte d'acier : $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$ MPa

Donc : - $A_{s1} = \frac{2675,3}{400} = 67,31\ cm^2$

- $A_{s2} = \frac{1912,7}{400} = 48,11 cm^2$

- $A_{s3} = \frac{1147}{400} = 13,92\ cm^2$

- $A_{s4} = \frac{387,5}{400} = 9,72\ cm^2$

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :** [2]

$A_{vj} = 1,1\frac{\overline{V}}{f_e}$; $\overline{V} = 1,4V_u^{cal}$; $V_u^{cal} = S_{12}.a.1$

Donc :

$A_{vj} = 1,1\frac{1,21(200)(1560)}{400}1,4 = 1454mm^2$

$A_{vj} = 14,54cm^2$

La section précédente doit s'ajouter aux aciers verticaux calculés plus hauts, puis un choix final sera effectué.

- **Aciers horizontaux:**

$A_{h1} = \frac{\overline{\tau}_u.a.S_t}{(0,8f_e)0,8}$

$\overline{\tau}_u = 1,4\tau_u = 1,4S_{12}$

$S_{t\,min}$=300mm

$A_{h1} = \frac{1,4\,(1,21)\,(200)\,(300)}{(0,8)\,(400)\,(0,8)} = 3,97cm^2$

$A_{h2} = \frac{2}{3}A_V$; A_v= {section d'acier vertical de la bande la plus armée}

$A_{h2} = \frac{2}{3}(67,29) = 44,86cm^2$

$A_{h\min} = (0,15\%).a.l = \frac{0,15}{100}(0,20)(1,56) = 4,68cm^2$ **[11]**

D'où :

$A_h = Max(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 44,86cm^2$

Soit : 2x8HA20= 50,27cm^2

Avec : $S_t = \frac{156}{8} = 19{,}5cm$

On prend : S_t = 15 cm< $S_{t\,min}$= 30 cm vérifié

✓ **Sections minimaux:**

1-Selon BAEL :0,1%Sbéton= 3,12cm^2

2-Selon RPA99 :0,2% Sbéton =6,24 cm^2

✓ **Nota :**

Les valeurs des contraintes dans les voiles sont lues à partir du fichier **SAP 2000.** Selon la combinaison de charge la plus défavorable des contraintes tangentielles

- **Armatures verticales de traction :**

❖ **Voile x 01:** L=6,25m, e=0,20m, li=1,56m.

Tableau : V.55. Calcul des armatures de voile x 01

Niveau	*Bande (m)*	S_i=a.l (m^2)	σ_i (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm^2)	τ_u MPa	A_{vj} cm^2	A_v^{cal} (cm^2)	*Choix*	A_v^{adp} (cm^2)	*ST*
RDC	1	0,31	8,63	2,69	67,29	1,21	14,5	81,83	2x14T20	87,96	10
1er	2	0,31	6,16	1,92	48,07			62,61	2x10T20	62,84	15
	3	0,31	3,7	1,15	13,92			28,46	*2x10T14*	*30,78*	*10*
	4	0,31	1,23	0,38	9,61			24,15	*2x10T14*	*30,78*	*10*
2ème	1	0,31	7,3	2,28	56,92	1,32	15,8	72,78	2x12T20	75,40	12
3ème	2	0,31	5,21	1,63	40,66			56,62	2x10T20	62,84	15
	3	0,31	3,13	0,98	24,39			40,25	2x8T20	50,26	18
	4	0,31	1,04	0,33	8,13			23,99	2x6T16	24,13	25
4ème	1	0,31	5,40	1,68	42,11	1,12	13,4	55,57	2x10T20	62,84	15
5ème	2	0,31	3,86	1,20	30,08			43,54	2x8T20	50,26	18
	3	0,31	2,31	0,72	18,05			31,51	*2x6T20*	*37,7*	*14*
	4	0,31	0,77	0,24	6,02			19,48	*2x7T14*	*21,55*	*15*
6ème	1	0,31	3,63	1,13	28,32	0,81	9,7	38,04	2x10T16	40,22	15
7ème	2	0,31	2,59	0,81	20,23			29,95	*2x10T14*	*30,78*	*10*
	3	0,31	1,56	0,49	12,14			21,86	2x6T16	24,13	25
	4	0,31	0,52	0,16	4,05			10,77	*2x5T12*	*11,30*	*16*
8ème	1	0,31	2,28	0,71	17,81	0,53	6,3	24,17	*2x10T14*	*30,78*	*10*
9ème	2	0,31	1,63	0,51	12,72			19,08	*2x7T14*	*21,55*	*15*
10ème	3	0,31	0,98	0,31	7,63			13,99	*2x5T14*	*15,39*	*16*
	4	0,31	0,33	0,10	2,54			8,9	*2x5T12*	*11,30*	*16*

❖ **Voile 02 :** L=2,2m, e=0,20m, li=1,1m.

Tableau : V.56. Calcul des armatures de voile x 02

niveua	*bande (m)*	s_i=a.l (m^2)	σ_i mpa	f_t mn	a_s cm^2	τ_u (mpa)	a_{vj} cm^2	a_v^{cal} (cm^2)	*choix*	a_v^{adop} (cm^2)	*st*
RDC	1	0,22	2,90	0,64	15,96	0,32	2,72	18,32	*2x7T14*	*21,55*	*15*
1er	2	0,22	0,97	0,21	5,32			8,04	*2x5T12*	*11,30*	*16*
2ème	1	0,22	1,34	0,29	7,34	1,83	15,5	22,84	2x6T16	24,12	18
3ème	2	0,22	0,45	0,1	2,45			17,95	2x6T14	18,47	18
4ème	1	0,22	1,40	0,31	7,67	2,038	17,26	24,93	*2x10T14*	*30,78*	*10*
5ème	2	0,22	0,47	0,1	2,56			19,82	*2x7T14*	*21,55*	*15*
6ème	1	0,22	1,40	0,31	7,71	2,17	18,38	26,09	*2x10T14*	*30,78*	*10*
7ème	2	0,22	0,47	0,1	2,57			20,95	*2x7T14*	*21,55*	*15*
8ème	1	0,22	2,01	0,44	2,20	1,87	15,84	18,04	2x6T14	18,47	18
9ème	2	0,22	0,67	0,15	2,20			18,04	2x6T14	18,47	18
10ème											

Voile x 0 3 : L=3,45m, e=0,20m, li=0,86m.

Tableau : V.57. Calcul des armatures de voile x 03

niveau	*bande (m)*	s_i=a. l (m^2)	σ_i (mpa)	f_t (mn)	a_s (cm^2)	τ_u (mpa)	a_{vj} (cm^2)	a_v^{cal} (cm^2)	*choix*	a_v^{adp} (cm^2)	*st*
RDC	*1*	*0,17*	*7,45*	*1,28*	*32,03*	*0,86*	*6,62*	*38,65*	2x10T16	40,22	15
1er	*2*	*0,17*	*5,33*	*0,92*	*22,91*			*29,53*	*2x10T14*	*30,78*	*10*
	3	*0,17*	*3,21*	*0,55*	*13,79*			*20,41*	*2x7T14*	*21,55*	*15*
	4	*0,17*	*1,09*	*0,19*	*4,67*			*11,29*	*2x5T14*	*15,39*	*16*
2ème	*1*	*0,17*	*5,39*	*0,93*	*23,19*	*0,77*	*5,92*	*29,11*	*2x10T14*	*30,78*	*10*
3ème	*2*	*0,17*	*3,86*	*0,66*	*16,58*			*22,5*	*2x6T16*	*24,12*	*14*
	3	*0,17*	*2,32*	*0,40*	*9,98*			*15,9*	*2x6T14*	*18,47*	*18*
	4	*0,17*	*0,79*	*0,14*	*3,38*			*9,3*	*2x5T12*	*11,30*	*16*
4ème	*1*	*0,17*	*4,39*	*0,75*	*18,86*	*0,52*	*4,00*	*22,86*	*2x6T16*	*24,12*	*14*
5ème	*2*	*0,17*	*3,14*	*0,54*	*13,49*			*15,49*	*2x6T14*	*18,47*	*18*
	3	*0,17*	*1,89*	*0,32*	*8,12*			*12,12*	*2x5T14*	*15,39*	*16*
	4	*0,17*	*0,64*	*0,11*	*2,75*			*6,75*	*2x5T14*	*15,39*	*16*
6ème	*1*	*0,17*	*3,62*	*0,62*	*15,58*	*0,6*	*4,62*	*20,2*	*2x7T14*	*21,55*	*15*
7ème	*2*	*0,17*	*2,59*	*0,45*	*11,15*			*15,77*	*2x6T14*	*18,47*	*18*
	3	*0,17*	*1,56*	*0,27*	*6,71*			*11,33*	*2x5T14*	*15,39*	*16*
	4	*0,17*	*0,53*	*0,09*	*2,27*			*6,89*	*2x5T12*	*11,30*	*16*
8ème	*1*	*0,17*	*3,27*	*0,56*	*14,08*	*0,93*	*7,16*	*21,24*	*2x7T14*	*21,55*	*15*
9ème	*2*	*0,17*	*2,34*	*0,40*	*10,07*			*17,23*	*2x6T14*	*18,47*	*18*
10ème	*3*	*0,17*	*1,41*	*0,24*	*6,06*			*13,22*	*2x5T14*	*15,39*	*16*
	4	*0,17*	*0,48*	*0,08*	*2,05*			*9,21*	*2x5T12*	*11,30*	*16*

❖ **Voile x 04 :** L=1,70m, e=0,20, li=0,85m

Tableau : V.58. Calcul des armatures de voile x 04

niveau	*bande (m)*	s_i=a.l (m^2)	σ_i (mpa)	f_t (mn)	a_s (cm^2)	τ_u mpa	a_{vj} cm^2	a_v^{cal} (cm^2)	*choix*	a_v^{adp} (cm^2)	*st*
rdc	*1*	*0,17*	*5,65*	*0,95*	*23,72*	*1,28*	*9,86*	*33,58*	*2x6t20*	*37,7*	*14*
1er	*2*	*0,17*	*1,88*	*0,32*	*7,91*			*17,77*	*2x7t14*	*21,55*	*15*
2ème	*1*	*0,17*	*3,46*	*0,58*	*14,52*	*0,66*	*5,08*	*19,6*	*2x7t14*	*21,55*	*15*
3ème	*2*	*0,17*	*1,15*	*0,19*	*4,84*			*9,92*	*2x5t12*	*11,30*	*16*
4ème	*1*	*0,17*	*1,66*	*0,28*	*6,96*	*0,45*	*3,46*	*10,42*	*2x5t12*	*11,30*	*16*
5ème	*2*	*0,17*	*0,55*	*0,09*	*1,68*			*5,14*	*2x5t12*	*11,30*	*16*
6ème	*1*	*0,17*	*0,95*	*0,16*	*3,97*	*0,28*	*2,16*	*6,13*	*2x5t12*	*11,30*	*16*
7ème	*2*	*0,17*	*0,32*	*0,05*	*1,32*			*3,48*	*2x5t12*	*11,30*	*16*
8ème	*1*	*0,17*	*0,57*	*0,10*	*1,68*	*0,11*	*0,84*	*2,52*	*2x5t12*	*11,30*	*16*
9ème	*2*	*0,17*	*0,19*	*0,03*	*0,80*			*1,64*	*2x5t12*	*11,30*	*16*
10ème											

❖ **Voile x 05 :** L=3,25m, e=0,20m, li=0,8m.

Tableau : V.59. Calcul des armatures de voile x 05

niveau	*bande (m)*	s_i=a.l (m^2)	σ_i (mpa)	f_t (mn)	a_s cm^2	τ_u mpa	a_{vj} cm^2	a_v^{cal} (cm^2)	*choix*	a_v^{adp} (cm^2)	*st*
rdc	*1*	*0,16*	*4,93*	*0,80*	*19,95*	*0,52*	*4,00*	*23,57*	*2x6t16*	*24,12*	*14*
1er	*2*	*0,16*	*3,52*	*0,57*	*14,25*			*18,25*	*2x6t14*	*18,47*	*18*
	3	*0,16*	*2,11*	*0,34*	*8,55*			*12,55*	*2x5t14*	*15,39*	*16*
	4	*0,16*	*0,70*	*0,11*	*2,85*			*6,85*	*2x5t12*	*11,30*	*16*
2ème	*1*	*0,16*	*2,37*	*0,38*	*9,60*	*1,63*	*12,5*	*22,16*	*2x6t16*	*24,12*	*14*
3ème	*2*	*0,16*	*1,69*	*0,27*	*6,86*			*19,42*	*2x7t14*	*21,55*	*15*
	3	*0,16*	*1,02*	*0,16*	*4,12*			*16,68*	*2x6t14*	*18,47*	*18*
	4	*0,16*	*0,34*	*0,05*	*1,37*			*13,93*	*2x5t14*	*15,39*	*16*
4ème	*1*	*0,16*	*2,18*	*0,35*	*8,82*	*2,23*	*17,1*	*26,00*	*2x7t16*	*28,15*	*12*
5ème	*2*	*0,16*	*1,56*	*0,25*	*6,30*			*23,48*	*2x6t16*	*24,12*	*14*
	3	*0,16*	*0,93*	*0,15*	*3,78*			*20,96*	*2x7t14*	*21,55*	*15*
	4	*0,16*	*0,31*	*0,05*	*1,26*			*18,44*	*2x7t14*	*21,55*	*15*
6ème	*1*	*0,16*	*2,00*	*0,32*	*8,12*	*0,47*	*3,62*	*11,74*	*2x5t14*	*15,39*	*16*
7ème	*2*	*0,16*	*1,43*	*0,23*	*5,80*			*9,42*	*2x5t12*	*11,30*	*16*
	3	*0,16*	*0,86*	*0,14*	*3,48*			*7,1*	*2x5t12*	*11,30*	*16*
	4	*0,16*	*0,29*	*0,05*	*1,16*			*4,78*	*2x5t12*	*11,30*	*16*
8ème	*1*	*0,16*	*3,05*	*0,49*	*12,33*	*0,55*	*4,24*	*16,57*	*2x6t14*	*18,47*	*18*
9ème	*2*	*0,16*	*2,18*	*0,35*	*8,81*			*13,05*	*2x5t14*	*15,39*	*16*
10ème	*3*	*0,16*	*1,31*	*0,21*	*5,29*			*9,53*	*2x5t12*	*11,30*	*16*
	4	*0,16*	*0,44*	*0,07*	*1,76*			*6,00*	*2x5t12*	*11,30*	*16*

❖ **Voile x 06 Voile x 09** : L=2,20m, e=0,20m, li=1,1m

Tableau : V.60. Calcul des armatures des voiles x (06et09)

niveau	*bande (m)*	s_i=*a.l* (m^2)	σ_i (*mpa*)	f_t (*mn*)	a_s (cm^2)	τ_u (*mpa*)	a_{vj} (cm^2)	a_v^{cal} (cm^2)	*choix*	a_v^{adp} (cm^2)	*st*
rdc	*1*	*0,22*	*4,10*	*0,90*	*22,52*	*0,90*	*7,62*	*30,14*	*2x10t14*	*30,78*	*10*
1er	*2*	*0,22*	*1,37*	*0,30*	*7,51*			*15,13*	*2x5t14*	*15,39*	*16*
2ème	*1*	*0,22*	*2,79*	*0,61*	*15,35*	*0,66*	*5,6*	*20,95*	*2x7t14*	*21,55*	*15*
3ème	*2*	*0,22*	*0,93*	*0,20*	*5,12*			*10,72*	*2x5t12*	*11,30*	*22*
4ème	*1*	*0,22*	*2,60*	*0,57*	*14,27*	*0,57*	*4,82*	*19,09*	*2x7t14*	*21,55*	*15*
5ème	*2*	*0,22*	*0,87*	*0,19*	*4,76*			*9,58*	*2x5t12*	*11,30*	*22*
6ème	*1*	*0,22*	*2,43*	*0,53*	*13,37*	*0,44*	*3,72*	*17,09*	*2x6t14*	*18,47*	*18*
7ème	*2*	*0,22*	*0,81*	*0,18*	*4,47*			*8,44*	*2x5t12*	*11,30*	*22*
8ème	*1*	*0,22*	*2,37*	*0,52*	*13,03*	*0,1*	*0,84*	*13,87*	*2x5t14*	*15,39*	*16*
9ème	*2*	*0,22*	*0,79*	*0,17*	*4,35*			*5,19*	*2x5t12*	*11,30*	*22*
10ème											

❖ **Voile x 07Voile x 08 :** L=1,10m, e=0,20m, li=0,55m.

Tableau : V.61. Calcul des armatures des voiles x (07et08)

niveau	*bande (m)*	s_i=*a.l* (m^2)	σ_i (*mpa*)	f_t (*mn*)	a_s (cm^2)	τ_u (*mpa*)	a_{vj} (cm^2)	a_v^{cal} (cm^2)	*choix*	a_v^{adp} (cm^2)	*st*
rdc	*1*	*0,11*	*6,20*	*0,68*	*17,06*	*1,74*	*13,70*	*20,76*	*2x7t14*	*21,55*	*7*
1er	*2*	0,11	*2,07*	*0,23*	*5,69*			*19,39*	*2x7t14*	*21,55*	*7*

❖ **Armateur vertical de compression:**

Si $\boldsymbol{\sigma}^{\max}$ = **2,09** < $\sigma_{bna} = 9{,}759 MPa$ ……les voiles ne sont pas arme a la compression on prend a la section minimal

ρ_v= Max { min BAEL 91 , min RPA 99 }

Selon le BAEL : ρ_v= Max { 0,1%.0,005 $\frac{400(1{,}4)}{400}$ { $\frac{3(2{,}09)}{400}$ - 1 }}= 0,1%

$\Longrightarrow$ $A_V^{BAEL} = 0{,}001(0{,}25) = 2{,}5\ cm^2$

Selon le BAEL : ρ_v= 0,15%

$\Longrightarrow$ $A_V^{RPA} = \frac{0{,}15}{100}(0{,}25) = 3{,}75\,cm^2$

A_V = Max (A_V^{RPA}, A_V^{BAEL})= 3,75 cm^2/ml en deux nappes

Soient : 2X4T8 =4,02 cm^2

St=25 cm

❖ **Aciers horizontaux:**

Tableau : V.62. Calcul des Aciers horizontaux des voiles

voiles	*niveaux*	τ_u *(mpa)*	a_{h1} (cm^2)	a_{h2} (cm^2)	a_h^{min} (cm^2)	a_h (cm^2)	*choix*	$a_h^{adopté}$ (cm^2)	s_t *(cm)*
vx1	*rdc-1ème*	*1,21*	*4,97*	*44,86*	*4,68*	*44,86*	*2x8ha20*	*50,27*	*15*
	2ème-3ème	*1,31*	*4,33*	*37,95*	*4,68*	*37,95*	*2x7ha20*	*43,98*	*20*
	4ème-5ème	*1,12*	*3,67*	*28,07*	*4,68*	*28,07*	*2x7ha16*	*28,15*	*20*
	6ème-7ème	*0,81*	*2,65*	*18,88*	*4,68*	*18,88*	*2x7ha14*	*21,55*	*20*
	8ème-9ème-10ème	*0,53*	*1,74*	*11,87*	*4,68*	*11,87*	*2x6ha12*	*13,57*	*20*
vx2	*rdc-1ème*	*0,32*	*1,05*	*10,64*	*3,30*	*10,64*	*2x6ha12*	*13,57*	*15*
	2ème-3ème	*1,83*	*6,00*	*4,89*	*3,30*	*6,00*	*2x5ha10*	*7,85*	*20*
	4ème-5ème	*2,03*	*6,66*	*5,11*	*3,30*	*6,66*	*2x5h10*	*7,85*	*20*
	6ème-7ème	*2,17*	*7,12*	*5,14*	*3,30*	*7,12*	*2x5ha10*	*7,85*	*20*
	8ème-9ème-10ème	*1,87*	*6,13*	*1,47*	*3,30*	*6,13*	*2x5ha10*	*7,85*	*20*
vx3	*rdc-1ème*	*0,86*	*2,82*	*15,35*	*2,58*	*15,35*	*2x6ha14*	*18,47*	*15*
	2ème-3ème	*0,77*	*2,52*	*15,46*	*2,58*	*15,46*	*2x6ha14*	*18,47*	*14*
	4ème-5ème	*0,52*	*1,70*	*12 ,57*	*2,58*	*12 ,57*	*2x6ha12*	*13,57*	*14*
	6ème-7ème	*0,60*	*1,97*	*10,39*	*2,58*	*10,39*	*2x5ha12*	*11,31*	*15*
	8ème-9ème-10ème	*0,94*	*3,08*	*9,39*	*2,58*	*9,39*	*2x5ha12*	*11,31*	*15*
vx4	*rdc-1ème*	*1,28*	*4,20*	*15,81*	*2,52*	*15,81*	*2x6ha14*	*18,47*	*12*
	2ème-3ème	*0,66*	*2,16*	*9,68*	*2,52*	*9,68*	*2x5ha12*	*11,31*	*15*
	4ème-5ème	*0,45*	*1,48*	*6,64*	*2,52*	*6,64*	*2x5ha10*	*7,85*	*15*
	6ème-7ème	*0,28*	*0,92*	*2,65*	*2,52*	*2,65*	*2x5ha10*	*7,85*	*15*
	8ème-9ème-10ème	*0,11*	*0,36*	*1,12*	*2,52*	*2,52*	*2x5ha10*	*7,85*	*15*
vx5	*rdc-1ème*	*0,52*	*1,71*	*13,30*	*2,43*	*13,30*	*2x6ha12*	*13,56*	*12*
	2ème-3ème	*1,63*	*5,35*	*6,40*	*2,43*	*6,40*	*2x5ha10*	*7,85*	*15*
	4ème-5ème	*2,23*	*7,31*	*5,88*	*2,43*	*7,88*	*2x5ha10*	*7,85*	*15*
	6ème-7ème	*0,47*	*1,54*	*5,41*	*2,43*	*5,41*	*2x5ha10*	*7,85*	*15*
	8ème-9ème-10ème	*0,55*	*1,80*	*8,22*	*2,43*	*8,22*	*2x5ha10*	*7,85*	*15*
vx6 *vx9*	*rdc-1ème*	*0,90*	*2,95*	*15,01*	*3,30*	*15,01*	*2x5ha14*	*15,39*	*20*
	2ème-3ème	*0,66*	*2,16*	*10,23*	*3,30*	*10,23*	*2x5ha12*	*11,31*	*20*
	4ème-5ème	*0,57*	*1,87*	*9,51*	*3,30*	*9,51*	*2x5ha12*	*11,31*	*20*
	6ème-7ème	*0,44*	*1,44*	*8,91*	*3,30*	*8,91*	*2x5ha12*	*11,31*	*20*
	8ème-9ème-10ème	*0,10*	*0,33*	*8,69*	*3,30*	*8,69*	*2x5ha12*	*11,31*	*20*
vx7 ,vx8	*rdc-1er*	*1,74*	*5,71*	*11,37*	*1,65*	*11,37*	*2x6ha12*	*13,56*	*10*

❖ **Direction Y-Y:**

Tableau : V.63. calcul des armatures des voiles :

n° des voiles	niveau	$S_{22}=\sigma 1$ [MPa]	$S_{22}=\sigma 2$ [MPa]	$S_{12}=\tau 1$(MPa)	Sollicitation
Vy1 Vy3	RDC-1ème	-13,38	8,55	0,82	SPT
	2ème-3ème	-12,25	7,29	2,62	SPT
	4ème-5ème	-7,33	5,26	1,02	SPT
	6ème-7ème	-5,9	4,29	0,76	SPT
	8ème-9ème-10ème	-7,27	4,13	0,04	SPT
Vy2	RDC-1ème	-11,64	6,08	0,7	SPT
	2ème-3ème	-8,38	4,34	0,93	SPT
	4ème-5ème	-6,05	2,72	0,89	SPT
	6ème-7ème	-4,09	1,82	0,73	SPT
	8ème-9ème-10ème	-4,15	1,85	1,30	SPT
Vy4	RDC-1ème	-9,11	3,64	0,17	SPT
	2ème-3ème	-8,92	4,04	0,67	SPT
	4ème-5ème	-8,84	4,34	0,70	SPT
	6ème-7ème	-7,72	4,05	0,62	SPT
	8ème-9ème-10ème	-5,70	3,67	1,92	SPT
Vy5	RDC-1ème	-8,51	2,28	0,08	SPT
	2ème-3ème	-7,85	2,56	0,72	SPT
	4ème-5ème	-7,45	3,15	0,64	SPT
	6ème-7ème	-6,40	3,28	0,59	SPT
	8ème-9ème-10ème	-5,49	4,88	0,90	SPT
Vy6	RDC-1ème	-9,27	8,16	1,56	SPT
Vy7	2ème-3ème	-14,44	9,90	1,12	SPT
	4ème-5ème	-10,82	7,19	1,31	SPT
	6ème-7ème	-7,63	5,19	1,00	SPT
	8ème-9ème-10ème	-4,92	3,69	0,72	SPT
	RDC-1ème	-3,61	2,70	0,42	SPT
Vy8	RDC-1er	-10,30	8,80	1,64	SPT
Vy9	RDC-1ème	-9,25	3,72	0,60	SPT
	2ème-3ème	-7,40	2,65	0,52	SPT
	4ème-5ème	-7,30	3,49	0,17	SPT
	6ème-7ème	-6,73	4,31	0,14	SPT
	8ème-9ème-10ème	-6,00	7,51	0,50	SPT

❖ **Voile y 01 Voile y 03 :** L= 3,70m, e=0,20m, li=0,92m.

Tableau : V.64. Calcul des armatures de voile y 01 et voile y 03

niveau	bande (m)	$S_i=a.l$ m^2	σ_i MPa	F_t (MN)	A_s (cm^2)	τ_u MPa	A_{vj} cm^2	A_v^{cal} cm^2	Choix	A_v^{adp} (cm^2)	ST cm
RDC	1	0,18	7,49	1,38	34,44	0,82	6,32	40,76	2x6HA20	37,7	15
1er	2	0,18	5,36	0,99	24,66			30,92	2x8HA16	32,16	11
	3	0,18	3,24	0,60	14,88			21,2	2x7HA14	21,55	7
	4	0,18	1,11	0,20	5,10			11,42	2x5HA14	15,39	18
2ème	1	0,18	6,37	1,18	29,36	2,62	20,2	49,56	2x8HA20	50,27	15
3ème	2	0,18	4,55	0,84	21,03			41,23	2x7HA20	43,98	20
	3	0,18	2,73	0,51	12,69			32,89	2x6HA20	37,7	14
	4	0,18	0,91	0,17	4,35			24,55	2x10HA14	30,78	10
4ème	1	0,18	4,61	0,85	21,19	1,02	7,86	29,05	2x10AH14	30,78	10
5ème	2	0,18	3,30	0,61	15,17			23,03	2x6HA16	24,12	15
	3	0,18	1,99	0,37	9,16			17,02	2x6HA14	18,47	14
	4	0,18	0,68	0,13	3,14			11,0	2x5HA12	11,3	18
6ème	1	0,18	3,76	0,69	17,28	0,76	5,86	23,14	2x6HA16	24,12	15
7ème	2	0,18	2,69	0,49	12,37			18,23	2x6HA14	18,47	14
	3	0,18	1,62	0,30	7,47			13,33	2x5HA14	15,39	18
	4	0,18	0,56	0,10	2,56			8,42	2x5HA12	11,3	18
8ème	1	0,18	3,62	0,67	16,64	0,36	2,78	19,42	2x7HA14	21,55	7
9ème											
10ème	2	0,18	2,59	0,48	11,91			14,69	2x5HA14	15,39	18
	3	0,18	1,56	0,29	7,19			9,97	2x5HA12	11,3	18
	4	0,18	0,54	0,10	2,46			5,24	2x4HA12	09,05	20

❖ **Voile y 02:** L=3,35m e=0,20m, li=0,83m

Tableau : V.65. Calcul des armatures de voile y 02

niveau	*bande m*	s_i=a.l m^2	σ_i mpa	f_t (mn)	a_s cm^2	τ_u mpa	a_{vj} cm^2	a_v^{cal} cm^2	*choix*	a_v^{adp} cm^2	*st cm*
rdc	*1*	*0,17*	*5,32*	*0,89*	*22,33*	*0,70*	*5,40*	*27,73*	*2x7ha16*	*28,15*	*10*
1er	*2*	*0,17*	*3,79*	*0,64*	*15,93*			*21,33*	*2x7ha14*	*21,55*	*7*
	3	*0,17*	*2,27*	*0,38*	*9,53*			*12,93*	*2x5ha14*	*15,39*	*18*
	4	*0,17*	*0,74*	*0,13*	*3,13*			*8,53*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
2ème	*1*	*0,17*	*3,80*	*0,64*	*15,94*	*0,93*	*7,16*	*23,1*	*2x5ha16*	*20,10*	*15*
3ème	*2*	*0,17*	*2,71*	*0,45*	*11,37*			*18,53*	*2x5ha16*	*20,10*	*15*
	3	*0,17*	*1,62*	*0,27*	*6,80*			*13,96*	*2x5ha14*	*15,39*	*18*
	4	*0,17*	*0,53*	*0,09*	*2,23*			*9,39*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
4ème	*1*	*0,17*	*2,38*	*0,40*	*9,99*	*0,80*	*6,16*	*16,15*	*2x6ha14*	*18,47*	*14*
5ème	*2*	*0,17*	*1,70*	*0,29*	*7,13*			*13,29*	*2x5ha14*	*15,39*	*18*
	3	*0,17*	*1,01*	*0,17*	*4,26*			*10,42*	*2x5ha12*	*11,31*	*12*
	4	*0,17*	*0,33*	*0,06*	*1,40*			*7,56*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
6ème	*1*	*0,17*	*1,59*	*0,27*	*6,69*	*0,73*	*5,62*	*12,31*	*2x4ha14*	*12,32*	*20*
7ème	*2*	*0,17*	*1,14*	*0,19*	*4,77*			*10,39*	*2x5ha12*	*11,31*	*12*
	3	*0,17*	*0,68*	*0,11*	*2,85*			*8,47*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
	4	*0,17*	*0,22*	*0,04*	*0,94*			*6,26*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
8ème	*1*	*0,17*	*1,62*	*0,27*	*6,80*	*1,3*	*10,0*	*16,80*	*2x6ha14*	*18,47*	*14*
9ème	*2*	*0,17*	*1,15*	*0,19*	*4,85*			*14,85*	*2x5ha14*	*15,39*	*18*
10ème	*3*	*0,17*	*0,69*	*0,12*	*2,90*			*12,90*	*2x5ha14*	*15,39*	*18*
	4	*0,17*	*0,23*	*0,04*	*0,95*			*10,95*	*2x5ha12*	*11,31*	*12*

❖ **Voile y 04:** L=1,25m e=0,20m, li=0,62m

Tableau : V.66. Calcul des armatures de voile y 04

niveau	*bande (m)*	s_i=a.l (m^2)	σ_i (mpa)	f_t (mn)	a_s (cm^2)	τ_u mpa	a_{vj} cm^2	a_v^{cal} (cm^2)	*choix*	a_v^{adp} (cm^2)	*st cm*
rdc	*1*	*0,13*	*2,72*	*0,34*	*8,58*	*0,17*	*1,30*	*9,88*	*2x5ha12*	*11,31*	*12*
1er	*2*	*0,13*	*0,89*	*0,11*	*2,80*			*4,1*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
2ème	*1*	*0,13*	*3,04*	*0,38*	*9,42*	*0,67*	*5,16*	*14,58*	*2x5ha14*	*15,39*	*12*
3ème	*2*	*0,13*	*1,03*	*0,13*	*3,21*			*8,37*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
4ème	*1*	*0,13*	*3,26*	*0,40*	*10,12*	*0,70*	*5,4*	*15,52*	*2x6ha14*	*18,47*	*14*
5ème	*2*	*0,13*	*1,11*	*0,14*	*3,44*			*8,84*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
6ème	*1*	*0,13*	*3,03*	*0,38*	*9,54*	*0,62*	*4,78*	*14,32*	*2x5ha14*	*15,39*	*12*
7ème	*2*	*0,13*	*0,99*	*0,12*	*3,11*			*8,51*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
8ème	*1*	*0,13*	*2,76*	*0,34*	*8,56*	*1,92*	*14,7*	*23,34*	*2x6ha16*	*24,12*	*15*
9ème	*2*	*0,13*	*0,94*	*0,12*	*2,91*		*8*	*17,69*	*2x6ha14*	*18,47*	*14*
10ème											

❖ **Voile y 05:** L=1,15m e=0,20m, li=0, 57m.

Tableau : V.67. Calcul des armatures de voile y 05

niveau	*bande (m)*	$s_i=a.l$ (m^2)	σ_i *mpa*	f_t *(mn)*	a_s (cm^2)	τ_u *mpa*	a_{vj} (cm^2)	a_v^{cal} (cm^2)	*choix*	a_v^{adp} (cm^2)	*St cm*
rdc	*1*	*0,12*	*1,71*	*0,20*	*4,92*	*0,08*	*0,62*	*5,54*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
1er	*2*	*0,12*	*0,57*	*0,07*	*1,64*			*2,26*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
2ème	*1*	*0,12*	*1,92*	*0,22*	*5,52*	*0,72*	*5,54*	*11,1*	*2x5ha12*	*11,31*	*10*
3ème	*2*	*0,12*	*0,64*	*0,07*	*1,84*			*7,38*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
4ème	*1*	*0,12*	*2,36*	*0,27*	*6,79*	*0,64*	*4,92*	*11,71*	*2x6ha12*	*13,57*	*20*
5ème	*2*	*0,12*	*0,79*	*0,09*	*2,26*			*7,18*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
6ème	*1*	*0,12*	*2,46*	*0,28*	*7,07*	*0,59*	*4,54*	*11,61*	*2x6ha12*	*13,57*	*20*
7ème	*2*	*0,12*	*0,82*	*0,09*	*2,36*			*6,9*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
8ème	*1*	*0,12*	*3,66*	*0,42*	*10,52*	*0,90*	*6,94*	*17,46*	*2x6ha14*	*18,47*	*14*
9ème *10ème*	*2*	*0,12*	*1,22*	*0,14*	*3,51*			*10,45*	*2x5ha12*	*11,31*	*10*

❖ **Voile y 06:** L=1,15m, e=0,20m, li=0,57m.

Tableau : V.68. Calcul des armatures de voile y 06

niveau	**bande (m)**	$s_i=a.l$ (m^2)	σ_i **mpa**	f_t **(mn)**	a_s cm^2	τ_u **mpa**	a_{vj} cm^2	a_v^{cal} (cm^2)	**choix**	a_v^{adp} cm^2	**st**
Rdc 1er	1	0,12	6,12	0,70	17,60	1,56	12,1	29,7	2X10HA 14	30,78	10
	2	0,12	2,04	0,23	5,87			17,97	2X6HA 14	18,47	14

❖ **Voile y 07:** L=3,7m e=0,20m, li=0,92m.

Tableau : V.69. Calcul des armatures de voile y 07

niveau	*bande (m)*	s_i=a.l (m^2)	σ_i mpa	f_t (mn)	a_s cm^2	τ_u mpa	a_{vj} cm^2	a_v^{cal} cm^2	*choix*	a_v^{adp} (cm^2)	*st cm*
rdc	*1*	*0,18*	*8,67*	*1,60*	*39,88*	*1,12*	*8,62*	*48,5*	*2x8ha20*	*50,27*	*15*
1er	*2*	*0,18*	*6,21*	*1,14*	*28,55*			*37,17*	*2x7ha20*	*43,98*	*20*
	3	*0,18*	*3,75*	*0,69*	*17,23*			*25,85*	*2x7ha16*	*28,15*	*12*
	4	*0,18*	*1,28*	*0,24*	*5,91*			*14,53*	*2x5ha14*	*15,39*	*18*
2ème	*1*	*0,18*	*6,30*	*1,16*	*28,96*	*1,31*	*10,08*	*39,04*	*2x7ha20*	*43,98*	*20*
3ème	*2*	*0,18*	*4,51*	*0,83*	*20,74*			*30,82*	*2x8ha16*	*32,16*	*11*
	3	*0,18*	*2,72*	*0,50*	*12,51*			*22,59*	*2x6ha16*	*24,13*	*15*
	4	*0,18*	*0,93*	*0,17*	*4,29*			*14,37*	*2x5ha14*	*15,39*	*18*
4ème	*1*	*0,18*	*4,54*	*0,84*	*20,91*	*1,00*	*7,70*	*28,61*	*2x10ha14*	*30,78*	*10*
5ème	*2*	*0,18*	*3,25*	*0,60*	*14,97*			*22,4*	*2x6ha16*	*24,13*	*15*
	3	*0,18*	*1,96*	*0,36*	*9,03*			*16,73*	*2x6ha14*	*18,47*	*14*
	4	*0,18*	*0,67*	*0,12*	*3,10*			*10,8*	*2x5ha12*	*11,31*	*18*
6ème	*1*	*0,18*	*3,23*	*0,59*	*14,86*	*0,72*	*5,54*	*20,4*	*2x7ha14*	*21,55*	*7*
7ème	*2*	*0,18*	*2,31*	*0,43*	*10,64*			*16,18*	*2x6ha14*	*18,47*	*14*
	3	*0,18*	*1,40*	*0,26*	*6,42*			*11,96*	*2x4ha14*	*12,32*	*20*
	4	*0,18*	*0,48*	*0,09*	*2,20*			*7,74*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
8ème	*1*	*0,18*	*2,36*	*0,44*	*10,88*	*0,42*	*3,24*	*14,12*	*2x5ha14*	*15,39*	*18*
9ème	*2*	*0,18*	*1,69*	*0,31*	*7,79*			*11,03*	*2x5ha12*	*11,31*	*18*
10ème	*3*	*0,18*	*1,02*	*0,19*	*4,70*			*7,94*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*
	4	*0,18*	*0,35*	*0,06*	*1,61*			*4,85*	*2x4ha12*	*09,05*	*20*

❖ **Voile y 08:** L=1,15m e=0,20m, li=0,57m .

Tableau : V.70. Calcul des armatures de voile y08

niveau	*bande (m)*	s_i=a.l (m^2)	σ_i (mpa)	f_t mn	a_s (cm^2)	τ_u mpa	a_{vj} cm^2	a_v^{cal} (cm^2)	*choix*	a_v^{adp} (cm^2)	*st cm*
rdc	*1*	*0,12*	*6,60*	*0,76*	*18,98*	*1,64*	*12,62*	*31,52*	*2x8ha16*	*32,16*	*11*
1er	*2*	*0,12*	*2,20*	*0,25*	*6,33*			*18,95*	*2x5ha16*	*20,10*	*15*

❖ **Voile y 09:** L=1,30m e=0,20m, li=0,65m.

Tableau : V.71. Calcul des armatures de voile y 09

niveau	*bande (m)*	s_i=a.l (m^2)	σ_i mpa	f_t (mn)	a_s (cm^2)	τ_u mpa	a_{vj} (cm^2)	a_v^{cal} (cm^2)	*choix*	a_v^{adp} (cm^2)	*st*
rdc	*1*	*0,13*	*2,79*	*0,36*	*9,07*	*0,6*	*4,62*	*13,69*	*2xha514*	*15,39*	*18*
1er	*2*	*0,13*	*0,93*	*0,12*	*3,02*			*7,64*	*2x5ha10*	*7,85*	*13*
2ème	*1*	*0,13*	*1,99*	*0,26*	*6,46*	*0,52*	*4,00*	*10,46*	*2x5ha12*	*11,31*	*13*
3ème	*2*	*0,13*	*0,66*	*0,09*	*2,15*			*6,15*	*2x5ha10*	*7,85*	*13*
4ème	*1*	*0,13*	*2,62*	*0,34*	*8,51*	*0,17*	*1,3*	*9,81*	*2x5ha12*	*11,31*	*13*
5ème	*2*	*0,13*	*0,87*	*0,11*	*2,84*			*4,14*	*2x5ha10*	*7,85*	*13*
6ème	*1*	*0,13*	*3,23*	*0,42*	*10,51*	*0,14*	*1,08*	*11,59*	*2x4ha14*	*12,32*	*20*
7ème	*2*	*0,13*	*1,08*	*0,14*	*3,50*			*4,58*	*2x5ha10*	*7,85*	*13*
8ème	*1*	*0,13*	*4,63*	*0,73*	*10,31*	*0,50*	*3,86*	*14.17*	*2x5ha14*	*15,39*	*18*
9ème	*2*	*0,13*	*1,88*	*0,24*	*6,10*			*9,96*	*2x5ha12*	*11,31*	*13*
10ème											

❖ **Aciers horizontaux:**

Tableau : V.72. Calcul des Aciers horizontaux des voiles

voiles	niveaux	τ_u (mpa)	a_{h1} (cm^2)	a_{h2} (cm^2)	a_h^{min} (cm^2)	a_h (cm^2)	choix	a_h adopté (cm^2)	s_t (cm)
Vy1 Vy3	RDC-1ème	0,82	2,69	22,96	2,76	22,96	2x6HA16	24,13	15
	2ème-3ème	2,62	8,59	19,57	2,76	19,57	2x5HA16	20,11	15
	4ème-5ème	1,02	3,35	19,46	2,76	19,46	2x5HA16	20,11	15
	6ème-7ème	0,76	2,49	11,52	2,76	11,52	2x6HA12	13,57	15
	8ème-9ème-10ème	0,36	1,18	11,09	2,76	11,09	2x6HA12	13,57	15
Vy2	RDC-1ème	0,70	2,30	14,89	2,52	14,89	2x5HA14	15,39	15
	2ème-3ème	0,92	3,02	10,63	2,52	10,63	2x5HA12	11,31	15
	4ème-5ème	0,89	2,92	6,66	2,52	6,66	2x4HA12	9,05	20
	6ème-7ème	0,73	2,39	4,46	2,52	4,46	2x4HA10	06,28	20
	8ème-9ème-10ème	1,30	4,26	4,53	2,52	4,53	2x4HA10	02,15	20
Vy4	RDC-1ème	0,17	0,56	05,72	1,88	05,72	2x5HA10	07,87	10
	2ème-3ème	0,67	2,22	06,28	1,88	06,28	2x5HA10	07,87	10
	4ème-5ème	0,70	2,30	06,75	1,88	06,75	2x5HA10	07,87	10
	6ème-7ème	0,62	2,03	6,36	1,88	6,36	2x5HA10	07,87	10
	8ème-9ème-10ème	1,92	6,30	05,71	1,88	05,71	2x5HA10	07,87	10
Vy5	RDC-1ème	0,80	0,26	3,28	1,74	3,28	2x4HA10	6,28	14
	2ème-3ème	0,72	2,36	3,68	1,74	3,68	2x4HA10	6,28	14
	4ème-5ème	0,64	2,10	4,52	1,74	4,52	2x4HA10	6,28	14
	6ème-7ème	0,59	1,93	4,71	1,74	4,71	2x4HA10	6,28	14
	8ème-9ème-10ème	0,90	2,95	7,01	1,74	5,01	2x4HA10	6,28	14

Vy6	*RDC-1ème*	*1,56*	*5,12*	*11,73*	*1,74*	*11,73*	*2x5HA12*	*13,56*	*09*
Vy7	*2ème-3ème*	*1,12*	*3,67*	*26,58*	*1,74*	*26,58*	*2x7HA16*	*28,15*	*08*
	4ème-5ème	*1,31*	*04,30*	*19,30*	*1,74*	*19,30*	*2x5HA16*	*20,11*	*10*
	6ème-7ème	*1,00*	*03,28*	*13,94*	*1,74*	*13,94*	*2x5HA14*	*15,39*	*10*
	8ème-9ème-10ème	*0,72*	*02,36*	*09,91*	*1,74*	*09,91*	*2x5HA12*	*11,31*	*10*
	RDC-1ème	*0,42*	*01,38*	*07,24*	*1,74*	*07,24*	*2x4HA12*	*09,05*	*14*
Vy8	*RDC-1er*	*1,64*	*05,38*	*12,53*	*1,74*	*12,53*	*2x6HA12*	*13,57*	*09*
Vy9	*RDC-1ème*	*0,60*	*01,97*	*06,05*	*1,95*	*06,05*	*2x5HA10*	*7,85*	*12*
	2ème-3ème	*0,52*	*01,70*	*05,31*	*1,95*	*04,31*	*2x5HA10*	*7,85*	*12*
	4ème-5ème	*0,17*	*0,56*	*05,67*	*1,95*	*05,67*	*2x5HA10*	*7,85*	*12*
	6ème-7ème	*0,14*	*0,46*	*07,00*	*1,95*	*07,00*	*2x5HA10*	*7,85*	*12*
	8ème-9ème-10ème	*0,50*	*1,64*	*07,67*	*1,95*	*07,67*	*2x5HA10*	*7,85*	*12*

V.5. Choix de ferraillage des voiles:

Tableau : V.73. Choix des armatures de Vx1

niveau	bande (m)	choix	$a_h^{adopté}$ (cm^2)	s_t (cm)	a l exécution(par symétrie)
RDC *1er*	*1*	2x14HA20	*75,40*	*12*	*2x14HA20*
	2	2x10HA20	*62,84*	*15*	*2x10HA20*
	3	*2x10HA14*	*40,22*	*15*	*2x10HA20*
	4	*2x10HA14*	*24,13*	*25*	*2x12HA20*
2ème *3ème*	*1*	2x12HA20	*75,40*	*12*	*2x12HA20*
	2	2x10HA20	*50,26*	*18*	*2x10HA20*
	3	2x8HA20	*32,16*	*18*	*2x8HA20*
	4	2x6HA16	*24,13*	*25*	*2x8HA20*
4ème 5ème	*1*	2x10HA20	*50,26*	*18*	*2x1HA20*
	2	2x8HA20	*40,22*	*15*	*2x8HA20*
	3	*2x6HA20*	*24,13*	*25*	*2x6HA20*
	4	*2x7HA14*	*24,13*	*25*	*2x8HA20*
6ème 7ème	*1*	2x10HA16	*40,22*	*15*	*2x10HA16*
	2	*2x10HA14*	*24,13*	*25*	*2x6HA16*
	3	2x6HA16	*24,13*	*25*	*2x6HA16*
	4	*2x5HA12*	*24,13*	*25*	*2x10HA16*
8ème 9ème *10ème*	*1*	*2x10HA14*	*24,13*	*25*	*2x6HA16*
	2	*2x7HA14*	*18,47*	*25*	*2x6HA14*
	3	*2x5HA14*	*18,47*	*25*	*2x6HA14*
	4	*2x5HA12*	*18,47*	*25*	*2x6HA16*

Tableau : V.74. Choix des armatures de Vx2

niveau	bande (m)	choix	$a_h^{adopté}$ (cm^2)	s_t (cm)	a l exécution(par symétrie)
RDC *1er*	*1*	*2x7T14*	*24,12*	*18*	*2x6HA16*
	2	*2x5T12*	*18,47*	*18*	*2x6HA14*
2ème *3ème*	*1*	2x6T16	*24,12*	*18*	*2x6HA16*
	2	2x6T14	*18,47*	*18*	*2x6HA14*
4ème *5ème*	*1*	*2x10T14*	*24,12*	*18*	*2x6HA16*
	2	*2x7T14*	*18,47*	*18*	*2x6HA16*
6ème *7ème*	*1*	*2x10T14*	*24,12*	*18*	*2x6HA16*
	2	*2x7T14*	*18,47*	*18*	*2x6HA14*
8ème 9ème *10ème*	*1*	2x6T14	*24,12*	*18*	*2x6HA16*
	2	2x6T14	*18,47*	*18*	*2x6HA14*

Tableau : V.75. Choix des armatures de Vx3

niveau	bande (m)	choix	$a_h^{adopté}$ (cm^2)	s_t (cm)	a l exécution(par symétrie)
RDC	*1*	2x10T16	*37,7*	*14*	*2x6HA20*
1er	*2*	*2x10T14*	*28,15*	*12*	*2x7HA16*
	3	*2x7T14*	*24,12*	*14*	*2x7HA16*
	4	*2x5T14*	*15,39*	*16*	*2x6HA20*
2ème	*1*	*2x10T14*	*28,15*	*12*	*2x7HA16*
3ème	*2*	*2x6T16*	*24,12*	*14*	*2x6HA16*
	3	*2x6T14*	*15,39*	*16*	*2x6HA16*
	4	*2x5T12*	*15,39*	*16*	*2x7HA16*
4ème	*1*	*2x6T16*	*24,12*	*14*	*2x6HA16*
5ème	*2*	*2x6T14*	*18,47*	*18*	*2x6HA14*
	3	*2x5T14*	*15,39*	*16*	*2x6HA14*
	4	*2x5T14*	*15,39*	*16*	*2x6HA16*
6ème	*1*	*2x7T14*	*18,47*	*18*	*2x6HA16*
7ème	*2*	*2x6T14*	*15,39*	*16*	*2x6HA14*
	3	*2x5T14*	*11,30*	*16*	*2x5HA14*
	4	*2x5T12*	*11,30*	*16*	*2x5HA14*
8ème 9ème	*1*	*2x7T14*	*37,7*	*14*	*2x6HA20*
10ème	*2*	*2x6T14*	*28,15*	*12*	*2x7HA16*
	3	*2x5T14*	*24,12*	*14*	*2x7HA16*
	4	*2x5T12*	*15,39*	*16*	*2x6HA20*

Tableau : V.76. Choix des armatures de Vx4

niveau	bande (m)	choix	$a_h^{adopté}$ (cm^2)	s_t (cm)	a l exécution(par symétrie)
RDC	*1*	*2x6T20*	*30,78*	*8*	*2x6T20*
1er	*2*	*2x7T14*	*13,58*	*12*	*2x6T16*
2ème	*1*	*2x7T14*	*18,48*	*16*	*2x6T16*
3ème	*2*	*2x5T12*	*11,30*	*16*	*2x6T14*
4ème	*1*	*2x5T12*	*11,30*	*16*	*2x5T12*
5ème	*2*	*2x5T12*	*11,30*	*16*	*2x5T12*
6ème	*1*	*2x5T12*	*11,30*	*16*	*2x5T12*
7ème	*2*	*2x5T12*	*11,30*	*16*	*2x5T12*
8ème 9ème	*1*	*2x5T12*	*11,30*	*16*	*2x5T12*
10ème	*2*	*2x5T12*	*11,30*	*16*	*2x5T12*

Tableau : V.77. Choix des armatures de Vx5

niveau	*bande (m)*	*choix*	$a_h^{adopté}$ *(cm²)*	s_t *(cm)*	*a l exécution(par symétrie)*
RDC	*1*	*2x6T16*	*24,12*	*14*	*2x6T16*
1er	*2*	*2x6T14*	*18,47*	*18*	*2x6T14*
	3	*2x5T14*	*15,39*	*16*	*2x6T14*
	4	*2x5T12*	*15,39*	*16*	*2x6T14*
2ème	*1*	*2x6T16*	*18,47*	*18*	*2x6T16*
3ème	*2*	*2x7T14*	*18,47*	*18*	*2x6T16*
	3	*2x6T14*	*15,39*	*16*	*2x6T14*
	4	*2x5T14*	*15,39*	*16*	*2x6T14*
4ème	*1*	*2x7T16*	*18,47*	*18*	*2x8T16*
5ème	*2*	*2x6T16*	*18,47*	*18*	*2x6T16*
	3	*2x7T14*	*15,39*	*16*	*2x6T16*
	4	*2x7T14*	*15,39*	*16*	*2x6T16*
6ème	*1*	*2x5T14*	*15,39*	*16*	*2x5T14*
7ème	*2*	*2x5T12*	*11,30*	*16*	*2x5T12*
	3	*2x5T12*	*11,30*	*16*	*2x5T12*
	4	*2x5T12*	*11,30*	*16*	*2x5T12*
8ème 9ème	*1*	*2x6T14*	*15,39*	*16*	*2x6T14*
10ème	*2*	*2x5T14*	*11,30*	*16*	*2x5T14*
	3	*2x5T12*	*11,30*	*16*	*2x5T12*
	4	*2x5T12*	*11,30*	*16*	*2x5T12*

Tableau : V.78. Choix des armatures de Vx(6 ;9)

niveau	**bande (m)**	**choix**	$a_h^{adopté}$ **(cm²)**	s_t **(cm)**	**a l exécution(par symétrie)**
RDC	*1*	*2x10T14*	*30,78*	*10*	*2x10T14*
1er	*2*	*2x5T14*	*13,58*	*18*	*2x10T14*
2ème	*1*	*2x7T14*	*21,55*	*15*	*2x7T14*
3ème	*2*	*2x5T12*	*11,30*	*22*	*2x7T14*
4ème	*1*	*2x7T14*	*21,55*	*15*	*2x7T14*
5ème	*2*	*2x5T12*	*11,30*	*22*	*2x7T14*
6ème	*1*	*2x6T14*	*21,55*	*15*	*2x7T14*
7ème	*2*	*2x5T12*	*11,30*	*22*	*2x7T14*
8ème	*1*	*2x5T14*	*13,58*	*18*	*2x6T12*
9ème *10ème*	*2*	*2x5T12*	*11,30*	*22*	*2x6T12*

Tableau : V.79. Choix des armatures de Vx(7 ;8)

niveau	*bande (m)*	*choix*	$a_h^{adopté}$ *(cm²)*	s_t *(cm)*	*a l exécution(par symétrie)*
RDC	*1*	*2x7T14*	*21,55*	*7*	*2x7T14*
1er	*2*	*2x7T14*	*13,58*	*9*	*2x6T12*

Tableau : V.80. Choix des armatures de Vy(01 ;3)

niveau	bande (m)	choix	$a_h^{adopté}$ (cm^2)	s_t (cm)	a l exécution(par symétrie)
RDC *1er*	*1*	*2x6HA20*	*37,7*	*15*	*2x6HA20*
	2	*2x8HA16*	*32,16*	*11*	*2x8HA16*
	3	*2x7HA14*	*24,12*	*15*	*2x8HA16*
	4	*2x5HA14*	*15,39*	*18*	*2x6HHA16*
2ème *3ème*	*1*	*2x8HA20*	*40,21*	*9*	*2x8HA20*
	2	*2x7HA20*	*32,16*	*11*	*2x8HA20*
	3	*2x6HA20*	*24,12*	*15*	*2x6HA20*
	4	*2x10HA14*	*15,39*	*18*	*2x10HA14*
4ème *5ème*	*1*	*2x10AH14*	*28,15*	*15*	*2x10HA14*
	2	*2x6HA16*	*24,12*	*15*	*2x6HA16*
	3	*2x6HA14*	*15,39*	*18*	*2x6HA16*
	4	*2x5HA12*	*15,39*	*18*	*2x6HA12*
6ème *7ème*	*1*	*2x6HA16*	*24,12*	*15*	*2x6HA16*
	2	*2x6HA14*	*15,39*	*18*	*2x6HA14*
	3	*2x5HA14*	*15,39*	*18*	*2x5HA14*
	4	*2x5HA12*	*15,39*	*18*	*2x5HA14*
8ème 9ème *10ème*	*1*	*2x7HA14*	*18,48*	*15*	*2x7HA14*
	2	*2x5HA14*	*15,39*	*18*	*2x5HA14*
	3	*2x5HA12*	*15,39*	*18*	*2x5HA12*
	4	*2x4HA12*	*11,3*	*18*	*2x4HA12*

Tableau : V.81. Choix des armatures de Vy02

niveau	*bande (m)*	*choix*	$a_h^{adopté}$ (cm^2)	s_t (cm)	*a l exécution(par symétrie)*
RDC *1er*	*1*	*2x7HA16*	*28,15*	*10*	*2x7HA16*
	2	*2x7HA14*	*20,10*	*15*	*2x5HA16*
	3	*2x5HA14*	*12,32*	*20*	*2x5HA14*
	4	*2x4HA12*	*09,05*	*20*	*2x5HA14*
2ème *3ème*	*1*	*2x5HA16*	*20,10*	*15*	*2x5HA16*
	2	*2x5HA16*	*20,10*	*15*	*2x5HA16*
	3	*2x5HA14*	*12,32*	*20*	*2x5HA14*
	4	*2x4HA12*	*09,05*	*20*	*2x5HA12*
4ème *5ème*	*1*	*2x6HA14*	*15,39*	*15*	*2x6HA14*
	2	*2x5HA14*	*12,32*	*20*	*2x5HA14*
	3	*2x5HA12*	*12,32*	*20*	*2x4HA14*
	4	*2x4HA12*	*09,05*	*20*	*2x4HA12*
6ème *7ème*	*1*	*2x4HA14*	*12,32*	*20*	*2x4HA14*
	2	*2x5HA12*	*12,32*	*20*	*2x4H14*
	3	*2x4HA12*	*09,05*	*20*	*2x4HA12*
	4	*2x4HA12*	*28,15*	*10*	*2x4H12*
8ème 9ème *10ème*	*1*	*2x6HA14*	*20,10*	*15*	*2x6HA14*
	2	*2x5HA14*	*12,32*	*20*	*2x5HA14*
	3	*2x5HA14*	*09,05*	*20*	*2x5HA14*
	4	*2x5HA12*	*20,10*	*15*	*2x5HA12*

Tableau : V.82. Choix des armatures de Vy04

niveau	*bande (m)*	*choix*	$a_h^{adopté}$ (cm^2)	s_t *(cm)*	*a l exécution (par symétrie)*
RDC	*1*	*2x5HA12*	*12,32*	*15*	*2x5HA12*
1er	*2*	*2x4HA12*	*11,31*	*12*	*2x5HA12*
2ème	*1*	*2x5HA14*	*15,39*	*12*	*2x5HA14*
3ème	*2*	*2x4HA12*	*11,31*	*12*	*2x5HA12*
4ème	*1*	*2x6HA14*	*15,39*	*12*	*2x6HA14*
5ème	*2*	*2x4HA12*	*11,31*	*12*	*2x4HA14*
6ème	*1*	*2x5HA14*	*15,39*	*12*	*2x4HA12*
7ème	*2*	*2x4HA12*	*11,31*	*12*	*2x4HA12*
8ème 9ème	*1*	*2x6HA16*	*15,39*	*12*	*2x6HA16*
10ème	*2*	*2x6HA14*	*11,31*	*12*	*2x6HA14*

Tableau : V.83. Choix des armatures de Vy05

niveau	*bande (m)*	*choix*	$a_h^{adopté}$ (cm^2)	s_t *(cm)*	*a l exécution (par symétrie)*
RDC	*1*	*2x4HA12*	*11,31*	*10*	*2x5HA12*
1er	*2*	*2x4HA12*	*11,31*	*10*	*2x5HA12*
2ème	*1*	*2x5HA12*	*11,31*	*10*	*2x5HA12*
3ème	*2*	*2x4HA12*	*11,31*	*10*	*2x5HA12*
4ème	*1*	*2x6HA12*	*11,31*	*10*	*2x6HA12*
5ème	*2*	*2x4HA12*	*11,31*	*10*	*2x5HA12*
6ème	*1*	*2x6HA12*	*11,31*	*10*	*2x5HA12*
7ème	*2*	*2x4HA12*	*11,31*	*10*	*2x5HA12*
8ème 9ème	*1*	*2x6HA14*	*13,57*	*09*	*2x6HA14*
10ème	*2*	*2x5HA12*	*11,31*	*10*	*2x5HA12*

Tableau V .79 ; Choix des armatures de Vy06

niveau	*bande (m)*	*choix*	$a_h^{adopté}$ (cm^2)	s_t *(cm)*	*a l exécution (par symétrie)*
RDC-	*1*	*2x10HA14*	*24,13*	*9*	*2x10T14*
1er	*2*	*2x6HA14*	*13,58*	*9*	*2x6T14*

Tableau : V.84. Choix des armatures de Vy07

niveau	*bande (m)*	*choix*	$a_h^{adopté}$ *(cm^2)*	s_t *(cm)*	*a l exécution (par symétrie)*
RDC *1er*	*1*	*2x8HA20*	*43,98*	*12*	*2x8HA20*
	2	*2x7HA20*	*37,70*	*15*	*2x7HA20*
	3	*2x7HA16*	*24,13*	*15*	*2x7HA16*
	4	*2x5HA14*	*15,39*	*18*	*2x5HA14*
2ème *3ème*	*1*	*2x7HA20*	*37,70*	*15*	*2x7HA20*
	2	*2x8HA16*	*28,15*	*12*	*2x8HA16*
	3	*2x6HA16*	*20,11*	*18*	*2x6HA16*
	4	*2x5HA14*	*12,32*	*20*	*2x6HA14*
4ème *5ème*	*1*	*2x10HA14*	*28,15*	*12*	*2x10HA14*
	2	*2x6HA16*	*20,11*	*18*	*2x5HA16*
	3	*2x6HA14*	*15,39*	*18*	*2x6HAH14*
	4	*2x5HA12*	*09,05*	*20*	*2x6HA12*
6ème *7ème*	*1*	*2x7HA14*	*18,45*	*15*	*2x7HA14*
	2	*2x6HA14*	*13,57*	*15*	*2x6HA14*
	3	*2x4HA14*	*12,32*	*20*	*2x4HA14*
	4	*2x4HA12*	*09,05*	*20*	*2x4HA12*
8ème 9ème *10ème*	*1*	*2x5HA14*	*13,57*	*15*	*2x5HA14*
	2	*2x5HA12*	*11,31*	*18*	*2x5HA12*
	3	*2x4HA12*	*09,05*	*20*	*2x5HA12*
	4	*2x4HA12*	*09,05*	*20*	*2x5HA12*

Tableau : V.85. Choix des armatures de Vy8

niveau	**bande (m)**	**choix**	$a_h^{adopté}$ **(cm^2)**	s_t **(cm)**	**a l exécution (par symétrie)**
RDC *1er*	*1*	*2x8HA16*	*24,13*	*9*	*2x8T16*
	2	*2x5THA16*	*13,58*	*9*	*2x5T16*

Tableau : V.86. Choix des armatures de Vy9

niveau	**bande (m)**	**choix**	$a_h^{adopté}$ **(cm^2)**	s_t **(cm)**	**a l exécution (par symétrie)**
RDC *1er*	*1*	*2x5HA14*	*11,31*	*13*	*2x5T14*
	2	*2x5HA10*	*7,85*	*13*	*2x5T10*
2ème *3ème*	*1*	*2x5HA12*	*11,31*	*13*	*2x5T12*
	2	*2x5HA10*	*7,85*	*13*	*2x5T10*
4ème 5ème	*1*	*2x5HA12*	*11,31*	*13*	*2x5T12*
	2	*2x5HA10*	*7,85*	*13*	*2x5T10*
6ème 7ème	*1*	*2x4HA14*	*11,31*	*13*	*2x4T14*
	2	*2x5HA10*	*7,85*	*13*	*2x5T10*
8ème 9ème *10ème*	*1*	*2x5HA14*	*11,31*	*13*	*2x5T14*
	2	*2x5HA12*	*7,85*	*13*	*2x5T12*

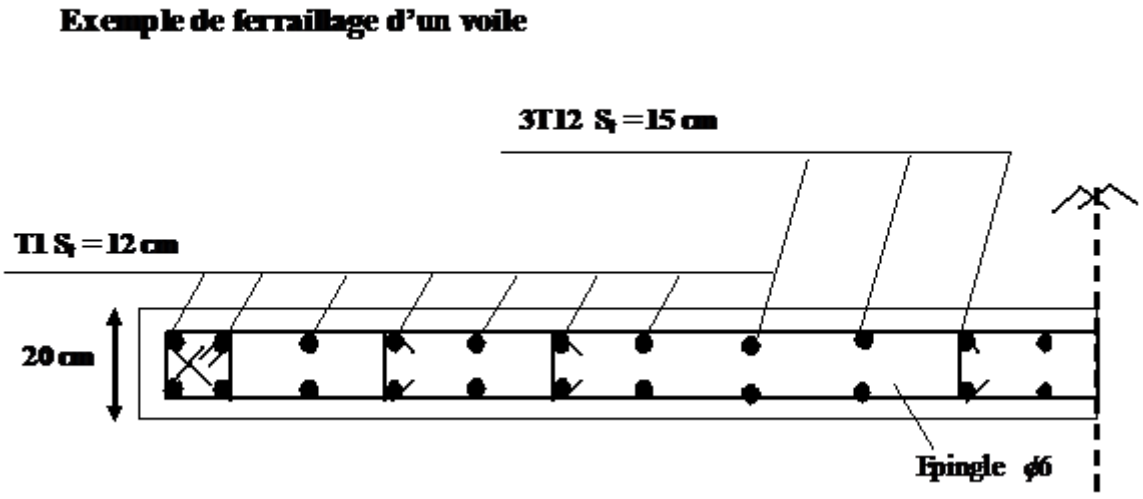


Fig.V.18. Ferraillage des voiles RDC.

CHAPITRE VI: ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. Introduction:

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.1.1. Fonctions assurée par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.
Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation

- Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.1.2. Classification des fondations:

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

a. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.2. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol, on commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.
On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :
σ_{sol} Contrainte du sol.
N Effort normal appliqué sur la fondation.
S : Surface de la fondation.

Les résultats des efforts normaux maximales appliqués aux fondations sont récapitulés le tableau suivant :

Tableau : VI.1.Effort normal maximal appliqué sur les fondations

BLOC	N_{ser}^{max} *(kN)*
BLOC (A)	1660.3
BLOC (B)	146.1
SALLE DE CONFERENCE	558.7

VI.2.1.Semelles isolées:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de *A* sur *B* est égal au rapport *a* sur *b* : $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S=\left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

avec

$A=\sqrt{S}$; $\sigma_{sol}=2,00bars$

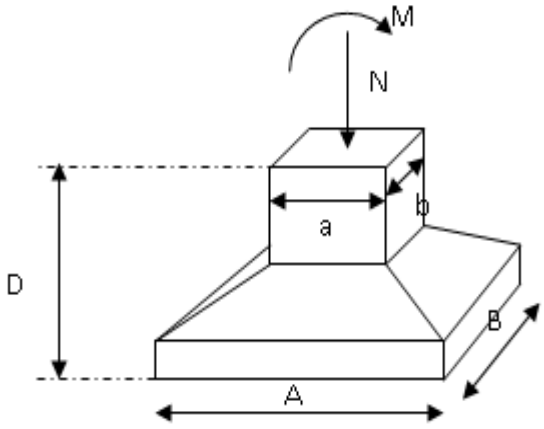


Fig.VI.1. Dimensions de la semelle isolée

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau : VI.2.Sections des semelles isolées

BLOC	N_{ser}^{max} *(kN)*	$S \geq \frac{N_{ser}^{max}}{\sigma_{sol}}$	B=$S^{1/2}$ *(m)*	B Choisie *(m)*
BLOC (A)	1660.3	8.4	2.9	4
BLOC (B)	146.1	0.74	0.86	1
SALLE DE DONFERENCE	558.7	2.79	1.67	2

●**Vérification de la mécanique des sols :** (Vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifie que : $L_{min} \geq 1{,}5xB$

Tel que :

L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

●**bloc (a):**

On a : *1,5xb = 6 m > Lmin =3,30 m*……non vérifie

●**bloc (b):**

On a : *1,5xb = 1.5 m < Lmin =3,30 m*……. vérifie

●**salle de donference:**

On a : *1,5xb = 3 m < Lmin =6 m*…….. vérifie

Conclusion :

D'après ces résultats :

●On prendre : B=1 m pour le bloc(B)

B=2 m pour la salle de conférence

●pour le bloc(A), on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.2.Semelles filantes:

Le recours à des semelle filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

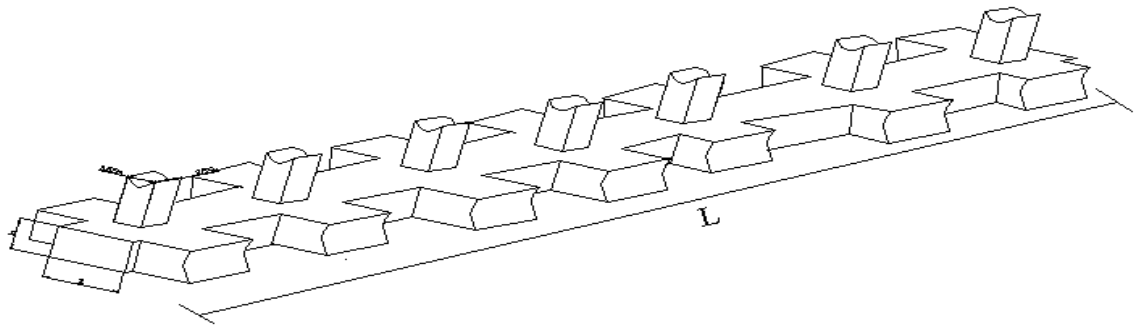


Fig.VI.2. Semelle filante

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N=\sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S=B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau : VI.3.Sections des semelles filantes

BLOC	Langur de la semelle *(m)*	N_{ser} *(kN)*	$S \geq \frac{N_{ser}^{max}}{\sigma_{sol}}$	B*(m)*	B_{choisi} *(m)*
A	26.20	11165.74	55.83	2.14	3
	15	5171.12	25.86	1.73	2

●**Vérification de la mécanique des sols :** (Vérification de l'interférence entre deux semelles filantes)

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 2{,}5xB$

Tel que :

L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

Suivant (x) :

2.5xB= 6 m > L_{min} = 3,30…… non vérifie

Suivant (y) :

2.5xB= 6m > L_{min} = 3,10…… .. non vérifie

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on opte un radier général.

VI.2.3. Radier général:

VI.2.3.1. Introduction:

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement générale da la construction.
- 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.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique)..

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VI.2.3.2. Surface nécessaire:

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour : $\begin{cases} N = 65964{,}80kN \\ \sigma_{sol} = 2bars \end{cases}$

On trouve : $S \geq 329{,}82m^2$

La surface du bâtiment $S_b = 634{,}41\ m^2$

Donc la surface totale du radier est $634{,}41\ m^2$

VI.2.3.3. Prédimensionnement de radier

a. Determination de l'epaisseur du radier :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a.1. Condition forfaitaire :[4]

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{max}: La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 6{,}24m \Rightarrow 24{,}96cm \leq h_1 \leq 31{,}2cm$$

$$\Rightarrow h_1 = 30{,}00cm$$

a.2. Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{\max} \le \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne *E=32164,20MPa*).

B : Largeur de la semelle par bande d'un mètre (*b=1m*).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \le K \le 12kg/cm^3$).

On pourra par exemple adopter pour *K* les valeurs suivantes :

- $K=0,5[kg/cm^3] \rightarrow$pour un très mauvais sol.
- $K=4\ [kg/cm^3] \rightarrow$pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[kg/cm^3] \rightarrow$pour un très bon sol.
- On aura : $h_2 \ge \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \ge 52,24cm$

$\Rightarrow h_2 = 52,24cm$

a.3. Condition de cisaillement : [1]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \le \bar{\tau}_u = Min(0,1 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \quad [2]$$

Avec : $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$

N_u=N_u (superstructure)

N_u= 90606,30*kN N*

L=6,24 m ; b=1m

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad}.b.d} = \frac{N_u L}{2S_{rad}.b.(0,9h)} \le \bar{\tau}$$

$$h \ge \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad} b(0,9\bar{\tau})} = 30,47cm$$

$\Rightarrow h_3 \ge 30,47cm$

- **Conclusion :**

  $h \ge Max(h_1 ; h_2 ; h_3) = 52,24\ cm$

On prend : *h=55 cm*.

b. Dimensionnement des nervures :

b.1. largeur des nervures :

- ***Condition de coffrag***

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{624}{10} = 62{,}4cm$$

On opte pour : $b=65cm$

b.2. La hauteur des nervures :

●Condition de non poinçonnement

$N_u \leq 0{,}045 U_c . h_1 . f_{c28}$ [2]

Avec :

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 1441{,}95kN$)

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2\,[(a + b) + 2h]$)

a, b = Dimensions du poteau *(65 x 65).*

$N_u \leq 0{,}045\,(2a + 2b + 4h).h.f_{c28} \quad \Rightarrow h_1 \geq 32{,}77cm$

●Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{max}}{15} \prec h_2 \prec \frac{L_{max}}{10}$$

On a : $L_{max} = 6{,}24\ m$

$\Rightarrow 41{,}6cm \prec h_2 \prec 62{,}4cm$

On prend : $h_2 = 60cm$

- **Conclusion :**

$h_N \geq Max(h_1 ; h_2) = 60\ cm$

On prend: $h_N = 70cm$.

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier : $h=55cm$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 75cm \\ b = 65cm \end{cases}$

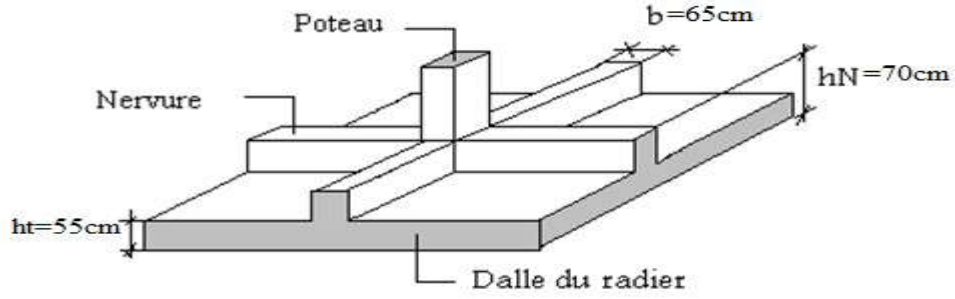


Fig.VI.3. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.2.3.4. Caractéristiques géométriques du radier:

a. Position du centre de gravité :

$x_G = 11{,}28m$

$y_G = 9,078m$

b. Moments d'inertie :

I_{xx} *64078,20* m^4

$I_{yy} = 88317,52\ m^4$

VI.2.3.5. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité *1,5* $\left(\frac{M_s}{M_R} \succ 1,5\right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec : $M_R=\sum M_0+V_0h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

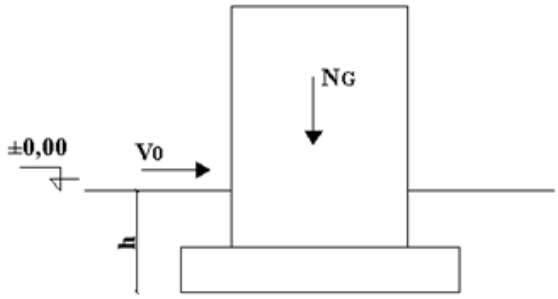


Fig.VI.4. Schémas statique du bâtiment

***Sens x-x*:**

$M_0=197488,061$ *kNm ;* $V_0=7201,88$ *kN ;* $h=1,5$ *m*

Donc: $M_R=208290,88$ *kNm*

$N_G=N_{G1}+N_{G2}$

Avec:

N_{G1} : Poids propre de la superstructure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

On a: $N_{G1}=90606,30kN$

$N_{G2}=\rho_b.S.h=25x634,41x1=15860,25kN$

Donc: $N=106466,55kN$

$M_s=N\ x_G= 1200942,68kNm$

$\frac{M_s}{M_R} = 5,76 \succ 1,5$.....*Vérifiée*

***Sens y-y* :**

M_0=183401,00 kNm ; V_0=6762 ,35kN ; h=1,5 m

Donc: M_R=193544,53kNm

M_s=N y_G=966503,34kNm

$\frac{M_s}{M_R} = 4,99 \succ 1,5$.....*Vérifiée*

- **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à *1,5;* donc notre structure est stable dans les deux sens

VI.2.3.6. Calcul et verivication des contraintes :

Les contraintes du sol sont données par:

σ_{sol}= 2bars

a. Sollicitation du premier genre :

À l'ELS: $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{65964,80}{634,41} = 103,98kN/m^2$

$\sigma_{ser} = 103,98kN/m^2 \prec \sigma_{sol} = 200kN/m^2$.....*Vérifiée*

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

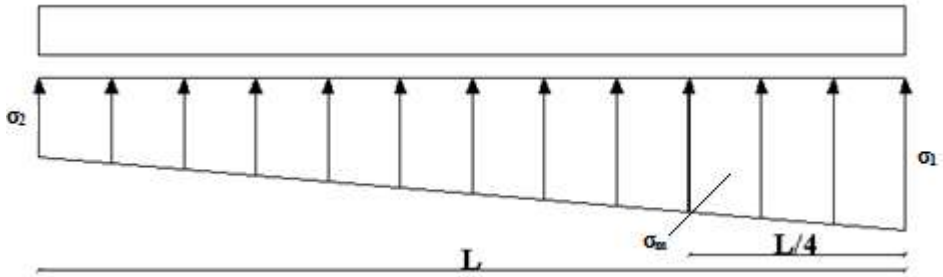


Fig.VI.5. Contraintes sous le radier

On vérifie que :

σ_1: Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2: Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1{,}33\sigma_{sol}$

ELU :

Tableau : VI.4. Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	*140,65*	*67,31*	*122,31*
Sens y-y	*123,87*	*84.08*	*113,92*
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1{,}5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) \prec 1{,}33\sigma_{sol}$

$N_{ELU}=90606\ ,30kN$

M est le moment de renversement.

$\sigma_{sol}=200kN/m^2$

ELS :

Tableau : VI.5. Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	*179,49*	*106,15*	*161,15*
Sens y-y	*162,71*	*122,93*	*152,76*
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1{,}5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) \prec 1{,}33\sigma_{sol}$

- **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.2.3.7. Ferraillage du semelles:

a. Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferraillage de la dalle du radier:

a.1. Détermination des efforts: [1]

- Si $0{,}4 \prec \frac{L_x}{L_y} \prec 1{,}0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$ ……sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ ……sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive :

- Moment en travée : $M_{tx}=0,85M_x$
  $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive)
  $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée : $M_{tx}=0,75M_x$
  $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} \prec 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a=0,5M_0$

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

a.2. Valeur de la pression sous radier:

ELU :

$q_u = \sigma_m^u .1m = 161,15kN/m$

ELS :

$q_{ser} = \sigma_m^{ser} .1m = 122,31kN/m$

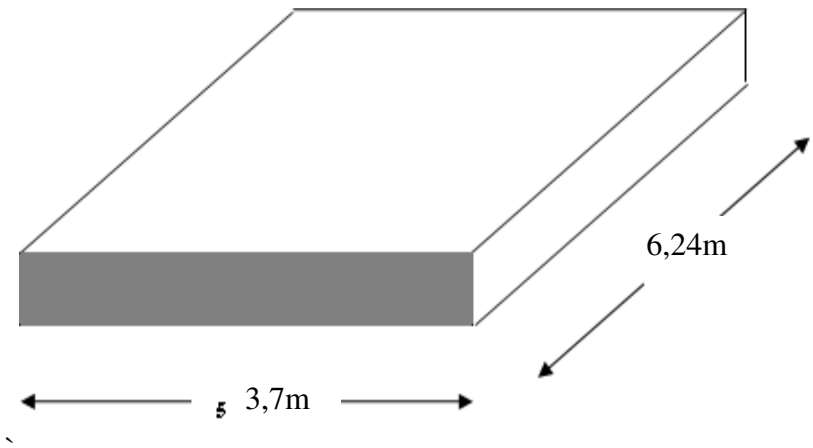


Fig.VI.6. Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

❖ **Calcul des moments:**

On prend le panneau le plus sollicité avec :

$L_x = 3,7m ; L_y = 6,24m$

a.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU (ν=0):

On a le rapport des panneaux $0,4 \prec \frac{L_x}{L_y} \prec 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau : VI.6.Calcul des moments à l'ELU

Panneaux	L_x *(m)*	L_y *(m)*	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u *(kN/m)*	M_x *(kNm)*	M_{tx} *(kNm)*	M_y *(kNm)*	M_{ty} *(kNm)*	M_a *(kNm)*
P	*3,7*	*6,24*	*0,59*	*0,0836*	*0,2822*	*161,15*	*184,43*	*156,76*	*52,05*	*44,24*	*92,21*

a.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (ν=0,2):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau : VI.7.Calcul des moments à l'ELS

Panneaux	L_x *(m)*	L_y *(m)*	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} *(kN/m)*	M_x *(kNm)*	M_{tx} *(kNm)*	M_y *(kNm)*	M_{ty} *(kNm)*	M_a *(kNm)*
P	*3,7*	*6,24*	*0,59*	*0,0884*	*0,4565*	*122,31*	*148,02*	*125,82*	*67,57*	*57,43*	*74,00*

a.5. Calcul du ferraillage :

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; σ_s=348MPa ; b=100cm ; h=60cm
d=0,9h=54cm

Tableau : VI.8.Ferraillage des panneaux du radier

	Sens	M_u*(kNm)*	μ	α	*Z(cm)*	$A_s^{cal}(cm^2)$	*Choix*	$A_s^{adp}(cm^2)$	S_t*(cm)*
Travée	*x-x*	*156,76*	*0,0378*	*0,0482*	*0,5295*	*8,51*	*8T12*	*9,05*	*15*
	y-y	*44,24*	*0,0107*	*0,0134*	*0,537*	*2,37*	*6T12*	*6,79*	*20*
Appui	*x-x*	*92,21*	*0,0222*	*0,0282*	*0,0534*	*4,96*	*6T12*	*6,79*	*20*
	y-y								

b. Ferraillage des nervures :

b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire **«BAEL91 modifier 99» [2]**

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée **:** $M_t=0,85M_0$

Sur appuis **:** $M_t=0,50M$

b.2. ***Calcul des armatures*** **:**

b=65cm ; h=100cm ; d=90cm ;

- **Sens porteur (x-x) :**

L=3,7m ; q=161,15kN/ml

b. Ferraillage des nervures :

b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire **«BAEL91 modifier 99» [2]**

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée **:** $M_t=0,85M_0$

Sur appuis **:** $M_t=0,50M_0$

b.2. ***Calcul des armatures*** **:**

b=65cm ; h=100cm ; d=90cm ;

- **Sens porteur (x-x)**

L=3,7m ; q=161,15kN/ml

Tableau : VI.9.Ferraillage des nervures (sens porteur)

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	*234,40*	*0,031*	*0,0398*	*0,8856*	*7,61*	*5T16*	*10,05*
Appuis	*137,88*	*0,0184*	*0,02326*	*0,89*	*4,45*	*5T16*	*10,05*

- **Sens non porteur (y-y) :**

L=6,24m ; q=161,15kN/ml

Tableau : VI.10. Ferraillage des nervures (sens porteur)

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	*234,40*	*0,031*	*0,0398*	*0,8856*	*7,61*	*5T16*	*10,05*
Appuis	*137,88*	*0,0184*	*0,02326*	*0,89*	*4,45*	*5T16*	*10,05*

b.3. Vérifications nécessaires:

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 5,22cm^2 \prec 28,28cm^2 \text{.....Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau : VI.11. Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	*x-x*	*177,91*	*10,05*	*3,00*	*15*	*200,8*	*240*	*OK*
	y-y	*441,30*	*25,75*	*4,7*	*15*	*198,4*	*240*	*OK*
Appuis	*x-x*	*88,95*	*8,04*	*1,7*	*15*	*124,9*	*240*	*OK*
	y-y	*227,23*	*15,71*	*3,10*	*15*	*166,70*	*240*	*OK*

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u \prec \overline{\tau}_u = Min(0,1f_{c28};4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{161{,}15x3{,}7}{2} = 298{,}13kN$$

$$\tau_u = \frac{298{,}13.10^3}{650x900} = 0{,}51MPa \prec \overline{\tau}_u = 2{,}5MPa.....Vérifier$$

4. Armatures transversales :

- ***BAEL 91 modifier 99*** **[1] :**

$$*\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 f_e} \qquad (K = 1 pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage)$$

$$* S_t \leq Min(0{,}9d; 40cm) = 40cm$$

$$*\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) = 0{,}4MPa$$

- ***RPA99 version 2003*** **[2] :**

$$*\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0$$

$$* S_t \leq Min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 20cm.....Zone\ nodale$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50cm.....Zone\ courante$$

Avec :

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2{,}00cm$$

f_e=400MPa ; τ_u=0,51 Mpa ; f_{t28}=2,1Mpa ; b=65cm ; d=90cm

On trouve :

S_t=15cm……Zone nodale.

S_t=30cm……Zone courante.

$A_t \geq 2{,}92cm^2$

On prend : *6T10=4,71cm^2*

5. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiment cas général on a 3 cm2 / m pour les armatures de peau [3]

$$A_P = 3 cm^2 / m \times 1{,}65x2 = 9{,}90cm^2$$ (Fissuration préjudiciable)

Par paroi on prend 4T20= 12 ,57 cm²

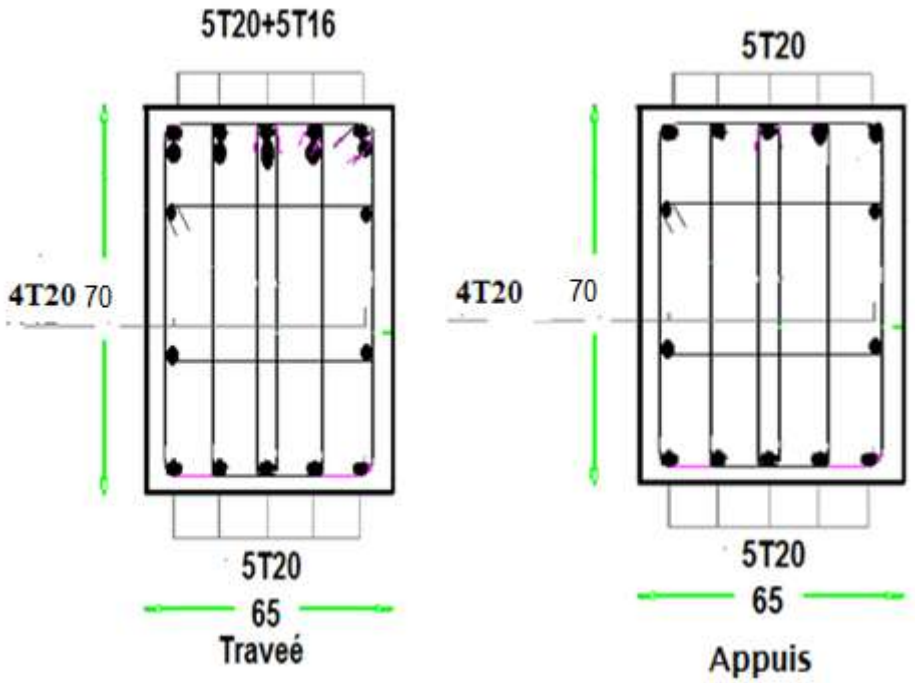


Fig.VI.7. Ferraillage des Nervure du sens pourteur

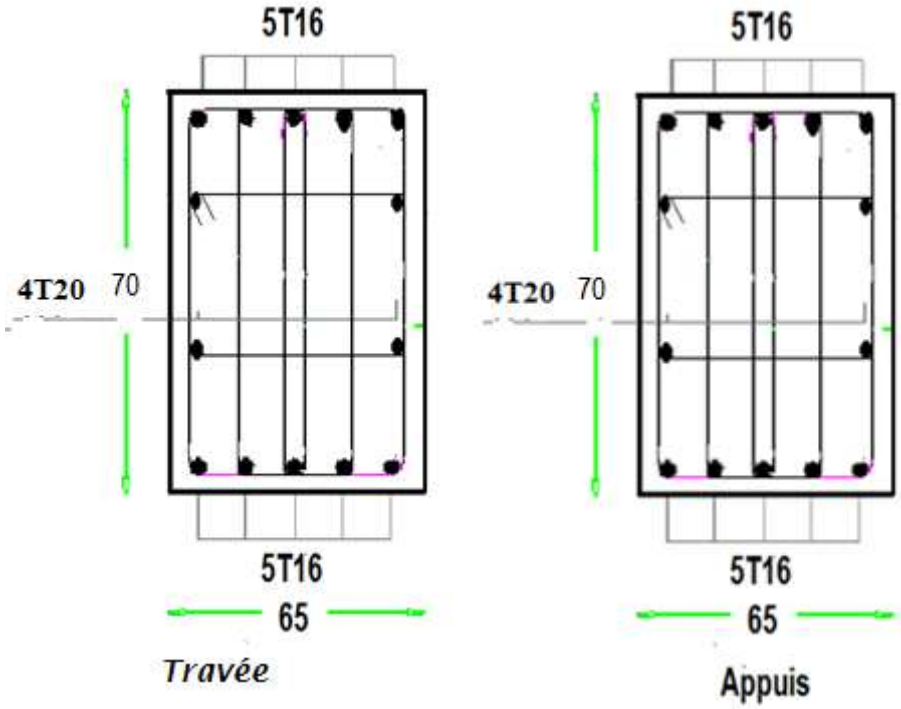


Fig.VI.8. Ferraillage des Nervure du sens non porteur

VI.2.4. Ferraillage du semelles isolees:

a. Bloc(b):

Ona:

$\sigma_{sol} = 200$ MPa A=B=100 cm. $N_{max} = 146.1$ KN. FeE400

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

Alors A= 1,00m

Donc on adopte : A=B=1,00 m.

La hauteur utile d :

$$d \geq \frac{B-b}{4}$$

$$d = \frac{1{,}00-0{,}40}{4}$$

Alors d=15 cm.

$d_a = d_b = d = 15$ cm.

La hauteur de la semelle : h≥ d+e+(Ø/2) = 18.1cm

On adopte :h=20cm→d=16,9cm

Les Dimension finale :

A=B=1,00 m

h=20cm

●Ferraillage:

On va utiliser la méthode des bielles a fin de ferraillé notre semelle

N_{ser}=146,1kn ; $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) xfe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 *MPa*

Nappe supérieure (Ay // a) :

$$A_a = A_b = N\left[\frac{A-a}{8 d_b \overline{\sigma}_s}\right] = 3{,}21 cm^2$$

Donc : on choisit la section calculée à l'ELS ; $A_{aser}=A_{bser}$=6HA12=6,79 Cm²

Avec un espacement : St=90 /6=15cm

Nappe inférieure(Ax // b) :

$$A_a = A_b = N\left[\frac{B-b}{8 d_b \overline{\sigma}_s}\right] = 3{,}21 cm^2$$

Donc : on choisit la section calculée à l'ELS ; $A_{aser}=A_{bser}$=6HA12=6,79 Cm².

Avec un espacement : St=90 /6=15cm

Choix des sections: Ax => 6HA12 avec St=15cm .

Ay => 6HA12 avec St=15cm .

b.salle de conferonce:

Ona :

$\sigma_{sol} = 200$ MPa A=B=200 cm. $N_{max} = 558..1$ KN. FeE400

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

Alors A= 2,00m

Donc on adopte : A=B=1,00 m.

La hauteur utile d :

$$d \geq \frac{B-b}{4}$$

$$d = \frac{2{,}00-0{,}40}{4}$$

Alors d=15 cm.

$d_a = d_b = d = 40$ cm.

La hauteur de la semelle : h≥ d+e+(Ø/2) = 43.2cm

On adopte :h=45cm→d=41,8cm

Les Dimension finale :

A=B=2,00 m

h=45cm

●Ferraillage :

On va utiliser la méthode des bielles a fin de ferraillé notre semelle

N_{ser}=558,1kn ; $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) xfe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 *MPa*

Nappe supérieure (Ay // a) :

$$A_a = A_b = N\left[\frac{A-a}{8 d_b \overline{\sigma_s}}\right] = 13{,}22\text{cm}^2$$

Donc : on choisit la section calculée à l'ELS ; $A_{aser}=A_{bser}$=10HA14=15,39 Cm²

Avec un espacement : St=190 /10=19cm

Nappe inférieure(Ax // b) :

$$A_a = A_b = N\left[\frac{B-b}{8 d_b \overline{\sigma_s}}\right] = 13{,}22\text{cm}^2$$

Donc : on choisit la section calculée à l'ELS ; $A_{aser}=A_{bser}$=10HA14=15,39 Cm².

Avec un espacement : St=190 /10=19cm

Choix des sections: Ax => 10HA14 avec St=19 cm.

Ay => 10HA14 avec St=19 cm.

Conclusion

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de notre formation et c'est la meilleure occasion pour démontrer en évidence les connaissances théoriques acquises durant les cinq années.

- L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.
- Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons le SAP2000 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

- Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques
- Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- Il est indéniable que l'analyse sismique consiste une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).
- Le ferraillage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du SAP2000) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

La conception d'un bâtiment ayant un comportement sismique idéal est possible grâce à une disposition convenable des voiles de contreventement.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus a notre département et servira pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

[1] : Cours de béton armé ***BAEL91 modifié 99*** et DTU associés, par ***Jean- Pierre Mougin***.

[2] : Règles parasismique Algérienne ***RPA99 version 2003*** ; (Document technique réglementaire ***D.T.R-B.C.2.48***).

[3] : Formulaire du béton armé : volume 1 ; élément de calcul, par ***Victore Davidovici*** document technique réglementaire ***DTR-BC 2-41***.

[4] : Conception et calcul des structures de bâtiment ; ***Henry Thnier*** (tome1 ; tome2).

[5] : La construction en zone sismique, par ***Victore Davidovici***.

[6] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé ***C.B.A.93***.

[7] : Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Aphisical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering, by ***Edward L.Wilson***, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA, *April 2000*.

[8]: Règlement de neige et vent 99 ***[R.N.V99]***.

[9] : Conception et calcul des structures de bâtiment ; ***Henry Thnier*** (tome3).

[10] : ***DTU B 23.1-NF*** p18210 règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché. Paris ***CSTB, 1976***.

[10'] : ***DTU B-C 2.42*** règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché (cote *A.69-179 ex-1*).

[11] : Formulaire du béton armé : volume2 ; construction par ***Victore Davidovici***.

[12] : Thèse *Kadir Yousef* et *Achour Nadia*, promotion 2002.