الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic Republic of Algeria

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية

Civil engineering department

N° d'ordre : 22/09/2026

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE

MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème

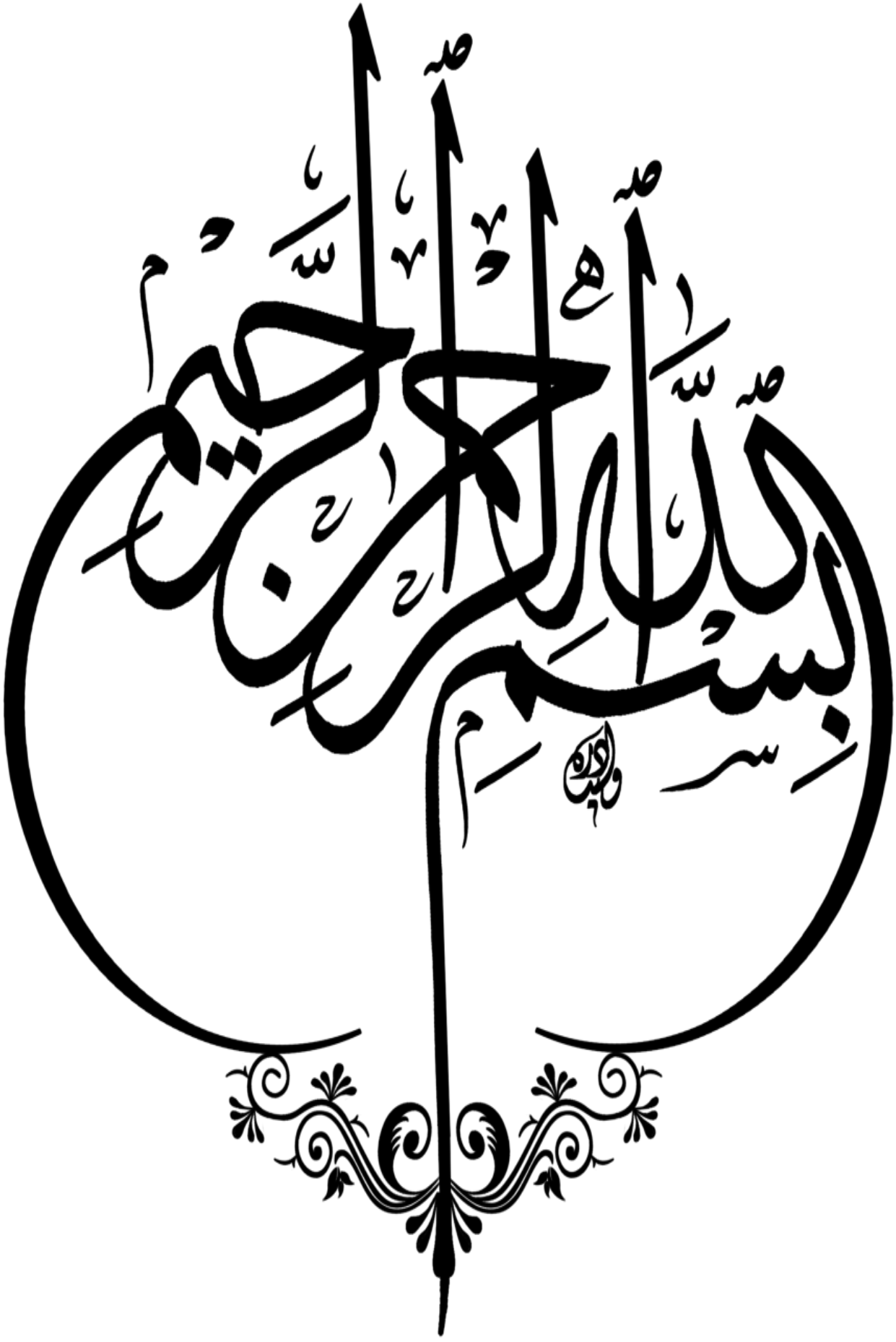
ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE Mixte (R + 5) A MOSTAGANEM SELON LES REGLES DU RPA 2024

Présenté par : Benzouaoui ines

Soutenu le 00/00/2026 devant le jury composé de :

- Président : M. BOUKHOULDA Hafid
- Examinateur : M. MEKAIDECHEII. KhalfAllah
- Encadrant : M. BESSAI Touhami

Année Universitaire : 2025/2026


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Avant toute chose, je tiens à remercier Dieu de m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires à la réalisation de ce travail.

J'adresse mes sincères remerciements à mon encadrant, Monsieur BESSAI Touhami, pour sa disponibilité, ses précieux conseils, ses orientations et son accompagnement tout au long de l'élaboration de ce mémoire.

D'autre part, je tiens également à exprimer ma profonde gratitude envers les membres du jury qui ont accepté de consacrer leur temps à l'évaluation de mon travail. Leurs commentaires et critiques constructives ont grandement contribué à enrichir mes connaissances et à améliorer la qualité de mon mémoire. Mes remerciements vont aussi à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation académique, leur expertise et leur dévouement ont été des sources d'inspiration pour moi.

Je tiens à exprimer ma gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à ma famille et mon mari et à mes proches pour leur soutien, leurs encouragements, leur patience et leur confiance tout au long de mon parcours universitaire.

Dédicaces

Je dédie ce travail à ceux qui ont toujours cru en moi et qui m'ont accompagnée tout au long de mon parcours remercie tout au long de notre vie.

Je dédie humblement ce travail à :

Mes très chers parents, qui ont consacré leur vie à mon éducation et à mes études, et qui ont été un modèle de travail acharné et de persévérance en leur souhaitant tout le bonheur du monde.

Ma mère et mon père ma sœur et mes frères, dont leur présence a été toujours précieuse dans ma vie.

Mon mari, qu'était mon soutien pour toujours.

Tous mes amis, sans exception, qui ont été présents à mes côtés, me soutenant et partageant des moments de joie et d'entraide.

À toute la promotion du département de Génie Civil 2025/2026, une communauté soudée et engagée que nous avons partagé cette aventure ensemble.

Je vous dédie ce travail avec toute ma reconnaissance et mon affection envers tous ceux qui ont contribué à ma vie et à mon parcours académique.

Résumé

Le présent mémoire est une étude technique d'un bâtiment en béton armé de forme régulière constitué, d'un rez-de-chaussée et cinq étages à usage habitation situé à la ville de Mostaganem classée comme zone de forte sismicité (Zone V) selon le RPA 2024. Dans cette structure, les contreventements sont assurés par des voiles, et les charges horizontales sont portées conjointement par les voiles et les portiques.

Avant d'entamer les calculs, un pré dimensionnement des éléments constitutif du bâtiment a été réalisé puis une étude dynamique approfondie de la structure a été menée en utilisant le logiciel de simulation « Robot Structural Analysis Professionnal 2024 » afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements permanents, d'exploitation et sismiques. Ce qui a permis ensuite de réaliser l'étude et le ferraillage des éléments structuraux et non structuraux, ainsi que l'infrastructure en respectant les prescriptions du RPA 2024 et du BAEL 91.

Mots clés : Bâtiment, Voile, Portique, Béton, Simulation.

Abstract

This document presents a technical analysis of a reinforced concrete building with a regular configuration, consisting of a ground floor and five residential levels. The structure is located in Mostaganem, an area classified as a high seismic risk zone (Zone V) according to the RPA 2024 regulations. In this building, structural stability is ensured by shear walls, while horizontal loads are resisted collectively by both the walls and the frame system.

Before performing the detailed calculations, a preliminary sizing of all structural components was undertaken. A comprehensive dynamic analysis was then carried out using **Robot Structural Analysis Professional 2024** to evaluate the stresses generated by permanent, service, and seismic actions. These analyses formed the basis for the design and reinforcement of the structural and non-structural elements, as well as the foundation system, in compliance with **RPA 2024** and **BAEL 91** standards.

ملخص

هذه المذكرة هي دراسة تقنية لمبنى من الخرسانة المسلحة ذو شكل منتظم يتكون من طابق أرضي وستة طوابق للاستخدام السكني يقع في مدينة مستغانم المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي (المنطقةV) وفقاً لمعيارRPA 2024. في هذه الهيكل، يتم تأمين الروافد بواسطة جدران الصب، وتتحمل الأحمال الأفقية بشكل مشترك من قبل الجدران والروافد.

قبل بدء الحسابات، تم عمل تصميم أولي لعناصر المبنى، ثم تم إجراء دراسة ديناميكية دقيقة للهيكل باستخدام برنامج المحاكاة **"Robot Structural Analysis Professional 2024 "** لتحديد الضغوط المختلفة الناتجة عن الأحمال الدائمة، وأحمال التشغيل والزلازل .

مما سمح فيما بعد بإجراء دراسة وتحديد التسليح للعناصر الهيكلية وغير الهيكلية، وكذلك البنية التحتية مع احترام المتطلبات الواردة في BAEL91 و RPA 2024 .

الكلمات المفتاحية : مبنى، شراع، رواق، خرسانة، محاكاة

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE **3**

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX **4**

1. INTRODUCTION **3**

2. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE **3**

3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE **3**

4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE **4**

5. DESCRIPTION TECHNIQUE DE LA STRUCTURE **6**

5.1 STRUCTURE PRINCIPALE **6**

5.1.1 VOILES **6**

5.1.2 PORTIQUES **6**

5.2 STRUCTURE SECONDAIRE **6**

5.2.1 PLANCHERS **6**

5.2.3 MAÇONNERIE **7**

5.2.4 REVETEMENT **8**

5.2.5 ISOLATION **8**

5.2.6 ACROTERE **8**

5.3 FONDATION **8**

6. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX **8**

6.1 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DU BETON **8**

6.1.1 RESISTANCE A LA COMPRESSION F_{CJ} **9**

6.1.2 RESISTANCE A LA TRACTION F_{TJ} **9**

6.1.3 CONTRAINTE LIMITE DE COMPRESSION **10**

6.1.4 CONTRAINTE LIMITE DE CISAILLEMENT **10**

6.1.5 MODULE D'ELASTICITE **10**

6.2 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DE L'ACIER **10**

6.2.1 LIMITE ELASTIQUE f_e **10**

6.2.2 CONTRAINTES LIMITES DE L'ACIER **11**

6.3 PROTECTION DES ARMATURES **12**

7. LOGICIELS UTILISES **12**

8. REGLEMENTS UTILISES **12**

9. CONCLUSION **13**

CHAPITRE II: PREDIMENSIONEMENT **14**

1. INTRODUCTION **15**

2. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES **15**

2.1 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES **15**

2.2 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES SECONDAIRES **16**

3. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS **16**

3.1 PLANCHERS A CORPS CREUX **16**

3.2 CALCUL DES CHARGES DU PLANCHER A CORPS CREUX **17**

3.2.1 PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE **17**

3.2.2 PLANCHER 1ER ETAGE **18**

3.2.3 PLANCHER ETAGE COURANT 2EME A 5EME **18**

3.3 PLANCHERS DE LA DALLE PLEINE **19**

4. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX **20**

4.1 DIMENSIONNEMENT DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE **20**

***5.* PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES** **23**

6. PREDIMENSIONNEMENT DE L'ACROTERE **24**

7. PREDIMENSIONNEMENT DES BALCONS **25**

8. PREDIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS **25**

9. CONCLUSION **27**

CHAPITRE III : **28**

1 .PLANCHER A CORPS CREUX **29**

1.1 TYPES DE POUTRELLES **29**

1.2 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL **29**

1.3 APPLICATION DE LA METHODE FORFAITAIRE **30**

1.4 FERRAILLAGE DES POUTRELLES **32**

1.5 EXEMPLE DE CALCUL DU FERRAILLAGE D'UNE POUTRELLE 33

1.6 FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION 37

CHAPITRE IV: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES 40

1. ETUDE DES POUTRE A FAUX (BALCONS) 41

1.1 DETERMINATION DES EFFORTS 41

1.2 FERRAILLAGE DE LA DALLE DU BALCON 42

2. ÉTUDE DE L'ACROTERE 43

2.1PREDIMENSIONNEMENT DE L'ACROTERE 43

2.2 ÉVALUATION DES SOLLICITATIONS DE CALCUL 44

2.3FERRAILLAGE DE L'ACROTERE 45

3. ESCALIERS 49

3.1 PREDIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS 50

3.2. COMBINAISONS DE CHARGES 50

3.3 CALCUL DES SOLLICITATIONS DES ESCALIERS 52

3.3.1 ETUDE ET FERRAILLAGE DE L'ESCALIER 52

4. CONCLUSION 57

CHAPITRE IV 58

ETUDE DYNAMIQUE 58

1. INTRODUCTION 59

2 OBJECTIFS DE L'ETUDE SISMIQUE :(DOMAINE D'APPLICATION). 59

3 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL 59

3.1METHODE STATIQUE EQUIVALENTE 60

3.1.1PRINCIPE 60

3.1.2 MODELISATION 60

3.2.1PRINCIPE 60

3.2.2 MODELISATION 60

3.3 METHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE PAR ACCELEROGRAMMES : 61

4 MODELISATION DE LA STRUCTURE 61

4.1. PARAMETRES DE CALCUL SISMIQUE 61

4.2. CALCUL DU FACTEUR DE QUALITE 62

4.3. COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL DE LA STRUCTURE « R » 62

5.CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE (RPA 2024 ART. 3.3.3) 63

6. VERIFICATION VIS-A-VIS LE REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN RPA 2024 64

7. METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE 65

7.1 PRINCIPE 65

8. RESULTATS DE LA METHODE MODALE SPECTRALE 66

8.1 PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE 66

8.1.1 VERIFICATION DE LA PERIODE 66

8.1.2 CALCUL DE POIDS TOTAL W DE LA STRUCTURE 67

8.1.3 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE AVEC LA METHODE STATIQUE 67

8.2VERIFICATION DU TAUX DE PARTICIPATION MODALE 67

8.3VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL 68

9. VERIFICATION DE LA STRUCTURE 69

9.1COMBINAISONS D'ACTIONS 69

9.2JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE LA RESISTANCE 69

9.3 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE LA DUCTILITE 70

9.4 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EQUILIBRE D'ENSEMBLE 70

9.5 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE LA RESISTANCE DES PLANCHERS 70

9.6. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ETAGE PAGE(80) 70

9.7 VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ 71

9.8VERIFICATION DE LA CLASSIFICATION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT 73

9. CONCLUSION 74

CHAPITRE VI ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX 75

1. INTRODUCTION 76

2. ETUDE DES POUTRES 76

2.1 RECOMMANDATIONS POUR LES POUTRES SELON LE RPA 2024 76

2.2 FERRAILLAGE DES POUTRES 77

2.3 EXEMPLE DE CALCUL DU FERRAILLAGE D'UNE POUTRE 78

3. ETUDE DES POTEAUX 82

3.1 RECOMMANDATIONS POUR LES POTEAUX SELON LE RPA 2024 82

3 .2. LES ARMATURES TRANSVERSALES 83

3.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX 83

3.4 EXEMPLE DE CALCUL DU FERRAILLAGE D'UN POTEAU 86

4. FERRAILLAGE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT 89

4.1. INTRODUCTION 89

4.2 PRESCRIPTIONS POUR LE FERRAILLAGE DES VOILES 89

4.3ETUDE DE LA SECTION SOUMISE A LA FLEXION COMPOSEE: 90

4.3 CALCUL DU FERRAILLAGE VERTICAL : 91

4.3.1 EXEMPLE DE CALCULE DE FERRAILLAGE 91

4.4 FERRAILLAGE DES VOILES 93

5 CONCLUSION DU CHAPITRE 94

CHAPITRE VII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 95

1.INTRODUCTION : 95

1.1 DIFFERENTS TYPE DE FONDATIONS 96

1.2 ROLES PRINCIPAUX DES FONDATIONS 96

1.3 FONDATIONS SUPERFICIELLES : 97

3.LES FONDATIONS PROFONDES 97

4.ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL : 97

4.1 SEMELLES ISOLEES 98

4.1.1 HOMOTHETIE DES DIMENSIONS : 99

4.1.2 EXEMPLE DE CALCUL : 99

4.2 SEMELLES FILANTES : 99

4.2.1 SEMELLES FILANTES SOUS VOILES : 99

4.2.2.SEMELLES FILANTES SOUS POTEAUX : 100

4.2.3 ETUDE DE LA POUTRE DE RIGIDITE : 103

4.2.4 LE FERRAILLAGE DE LA POUTRE (ELU) : 103

4.2.5 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE : 107

4.3 FERRAILLAGE DE LA LONGRINE : 107

CONCLUSION GENERALE 110

CONCLUSION GENERALE 111

BIBLIOGRAPHIE 113

REGLEMENTS 114

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1. NUANCES ET LIMITES D'ELASTICITE DES ACIERS 11

TABLEAU 2. CHARGES DU PLANCHER TERRASSE 18

TABLEAU 3. CHARGES DU PLANCHER 1 ER ETAGE 18

TABLEAU 4. CHARGES DU PLANCHER D'ETAGE COURANT 19

TABLEAU 5. DEGRESSION VERTICALE DES SURCHARGES D'EXPLOITATION 22

TABLEAU 6. FEUILLE D'EXCEL DE CALCUL DU PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX 23

TABLEAU 7. CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX 23

TABLEAU 8. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES 24

TABLEAU 9. CHARGES DE LA DALLE PLEINE DU BALCON 25

TABLEAU 10. MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS MAXIMUMS DE CHAQUE TYPE DE 31

POUTRELLE 31

TABLEAU 11. MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS MAXIMUMS DU FERRAILLAGE 33

TABLEAU 12. CHOIX ADOPTE POUR LE FERRAILLAGE DES POUTRELLES 33

TABLEAU 13. ELEMENTS DE REDUCTION (M,T) DU BALCON 41

TABLEAU 14. CHARGES D'ACROTERE 44

TABLEAU 15. SOLLICITATIONS DE CALCUL DE L'ACROTERE 45

TABLEAU 16. CARACTERISTIQUES DE L'ESCALIERS 50

TABLEAU 17. CHARGES DE LA DALLE PLEINE DU PALIER 51

TABLEAU 18. CHARGES DE LA DALLE PLEINE DE LA PAILLASSE 51

TABLEAU 19. MMAX EN APPUI ET EN TRAVEE ET TMAX DE L'ESCALIER EN ELU 53

TABLEAU 20. MMAX EN APPUI ET EN TRAVEE ET TMAX DE L'ESCALIER EN ELS 54

TABLEAU 21 : PARAMETRES DE CALCUL SISMIQUE 61

TABLEAU 22 : COMPORTEMENT DYNAMIQUE 65

TABLEAU 23. COMPARAISON ENTRE LA PERIODE DYNAMIQUE ET LA PERIODE EMPIRIQUE 66

TABLEAU 24. TAUX DE PARTICIPATION MODALE 68

TABLEAU 25. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE 68

TABLEAU 26. DEPLACEMENTS RELATIFS LATERAUX 71

TABLEAU 27. VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ SENS XX 72

TABLEAU 28. VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ SENS YY 73

TABLEAU 29. TAUX DES EFFORTS TRANCHANTS A LA BASE TOTAUX ET PORTEES PAR LES VOILES 74

TABLEAU 30. SOLLICITATIONS DE CALCUL MAXIMALES DES POUTRES 77

TABLEAU 31: VERIFICATION A L'ELS DE LA POUTRE PRINCIPALE 80

TABLEAU 32: VERIFICATION A L'ELS DE LA POUTRE PRINCIPALE 81

TABLEAU 33. TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRES 82

TABLEAU 34. ELEMENTS DE REDUCTION LES PLUS DEFAVORABLES DES POTEAUX 84

TABLEAU 36. TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRES 85

TABLEAU 37. ELEMENTS DE REDUCTION LES PLUS DEFAVORABLES DES VOILES 92

TABLEAU 38. TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE LONGITUDINALE 93

TABLEAU 39. TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL 94

TABLEAU 40. LES RESULTATS DE CALCUL 100

TABLEAU 41. LES RESULTATS DU PORTIQUE LE PLUS SOLLICITE ELS 101

TABLEAU 42. LES RESULTATS DU PORTIQUE LE PLUS SOLLICITE ELU 104

TABLEAU 43. LES RESULTATS DES MOMENTS 105

LISTE DES Figures

FIGURE 1. IMPLANTATION DU BATIMENT (SOURCE : GOOGLE EARTH) 3

FIGURE 2. FAÇADE PRINCIPALE. 4

FIGURE 3. VUE EN PLAN DU REZ DE CHAUSSEE. 5

FIGURE 4. VUE EN PLAN D'UN ETAGE COURANT. 5

FIGURE 5. PLANCHER CORPS CREUX 7

FIGURE 6. PLANCHER A DALLE PLEINE 7

FIGURE 7. COMPOSANTS D'UN ESCALIER 7

FIGURE 8. SECTION TRANSVERSALE DE LA POUTRE PRINCIPALE 16

FIGURE 9. SECTION TRANSVERSALE DE LA POUTRE SECONDAIRE 16

FIGURE 10. SCHEMA D'UNE DALLE A CORPS CREUX 17

LA FIGURE 11. SECTION AFFERENTE DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE 20

FIGURE 12 . SECTION REDUITE DU POTEAU 21

FIGURE 13. COUPE EN ELEVATION D'UN VOILE 24

FIGURE 14. SECTION TRANSVERSALE DE L'ACROTERE 25

FIGURE 15. ELEMENTS COMPOSANTS D'UN ESCALIER 26

FIGURE 16. DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLES 29

FIGURE 17. SECTION TRANSVERSALE DE FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE 33

FIGURE 18. SECTION DE FERRAILLAGE 34

FIGURE 19. FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION 39

FIGURE 20. FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE 39

FIGURE 21. SCHEMAS STATIQUES EN ELU ET EN ELS DU BALCON 41

FIGURE 22. SCHEMAS STATIQUES FERRAILLAGE DE BALCON 43

FIGURE 23. COUPE TRANSVERSALE DE L'ACROTERE 43

FIGURE 24. SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE 45

FIGURE 25. FERRAILLAGE DE L'ACROTERE 49

FIGURE 26. ELEMENTS COMPOSANTS D'UN ESCALIER 49

FIGURE 27. DIMENSIONS DE L'ESCALIER 52

FIGURE 28. DIAGRAMMES DE M ET T DE L'ESCALIER EN ELS 53

FIGURE 29. DIAGRAMMES DE M ET T DE L'ESCALIER EN ELU **53**

FIGURE 30. FERRAILLAGE DU VOLEE 1 ET 2 DE L'ESCALIER **57**

FIGURE 31 VUE LA STRUCTURE EN 3D **62**

FIGURE 32 FACTEUR DE QUALITE **62**

FIGURE 33 VALEURS CARACTERISANT LE SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL **63**

FIGURE 34 DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT **64**

FIGURE 35 : SPECTRE DE REPONSE SUIVANT Y **64**

FIGURE 36: SPECTRE DE REPONSE SUIVANT X ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

FIGURE 37 L'EFFET P-Δ **72**

FIGURE 38. CROQUIS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

FIGURE 39. CROQUIS DU FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE **78**

FIGURE 40. SECTION DE FERRAILLAGE DU POTEAU **85**

FIGURE 41. CROQUIS DU FERRAILLAGE DES POTEAUX **86**

FIGURE 42. COUPE DU POTEAU 45 X 45 CM² **86**

FIGURE 43. RECAPITULE LE FERRAILLAGE DES AUTRES VOILES **92**

FIGURE 44. LES VOILES **92**

FIGURE 45. TYPOLOGIE DES VOILES ETUDIES **93**

FIGURE 46. CROQUIS DU FERRAILLAGE DES VOILES **94**

FIGURE 46. SEMELLES ISOLEES **99**

FIGURE 47. SEMELLE FILANTE SOUS POTEAUX - **101**

FIGURE 48. FERRAILLAGE DE LA LONGRINE **109**

SYMBOLES ET NOTATIONS

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

RDC : Rez-de-chaussée.

E/sol : Entre sol.

HA : Aciers à haute adhérence.

R.L : Aciers ronds lisses.

T.S : Aciers treillis soudés.

Q : Charge d'exploitation.

G : Charge permanente.

Q: Charge d'exploitation sur la terrasse

E : Charges accidentelle.

F : Force concentrée.

M : Moment, Masse.

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

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

M_u : Moment à l'état limite ultime

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

M_{tu} : Moment en travée à l'état limite ultime

M_{ts}: Moment en travée à l'état limite de service

M_{au}: Moment sur appuis à l'état limite ultime

M_{as} : Moment sur appuis à l'état limite de service.

T : Effort tranchant, Période

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

W : Poids total de la structure.

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique

K : Nombre de modes retenues, coefficient de raideur du sol.

ρ : poids volumique

θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge

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

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

F_{cj}: Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

E_{ij}: Module d'élasticité instantané.

E_{vj}: Module d'élasticité différé.

G : module d'élasticité transversale.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

B_r: Aire d'une section de béton (brute).

γ_b: Coefficient de sécurité dans le béton.

ν : Coefficient de poisson

g : Accélération de la pesanteur, Larguer de la marche.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

C : Cohésion. Fe: Limite d'élasticité de l'acier.

A_s : Aire d'une section d'acier.

Ø : Diamètre des armatures.

A_t: Section d'armatures transversales.

A_p: Les armatures de peau.

A_r : Les armatures de répartition.

S_t : Espacement.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_m : Contrainte moyenne sous le radier.

E_s : Module d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

L : Longueur ou portée.

L_{xmax}: La longueur maximale suivant l'axe XX.

L_{ymax}: La longueur maximal suivant l'axe YY.

B : Larguer.

e : Epaisseur.

e_v: Epaisseur de volée.

e_p: Epaisseur de la paillasse.

α : L'angle de projection.

b : Une dimension (largeur d'une section).

b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton

h : Hauteur.

h_e: Hauteur libre d'étage.

n : Nombre de marche.

n_c: Nombre de contre marche.

d : Hauteur utile.

S : Surface. Srad: Surface du radier.

G_{rad} : Poids du radier.

h_r: L’épaisseur du radier.

I : Moment d’inertie.

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

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

L_f: Longueur de flambement.

λ : Elancement.

f : Flèche.

f : Flèche admissible.

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.

Y : Position de l’axe neutre.

i : Rayon de giration d’une section de B A.

j : Nombre de jours.

X-X: Axe des abscisses.

Y-Y : Axe des ordonné´.

I_0 : Moment d’inertie de la section totale homogène

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours constitué une préoccupation majeure pour l'être humain ainsi qu'une de ses activités essentielles. La réalisation d'ouvrages a suscité de nombreuses interrogations, notamment en ce qui concerne le choix du type de structure et la sélection, pour chaque projet, du système constructif le plus approprié parmi les solutions existantes.

La construction regroupe l'ensemble des techniques permettant d'édifier un abri adapté aux besoins de l'homme, ce qui implique une organisation rigoureuse et une conception soignée. Il est donc indispensable, d'une part, de maîtriser les différentes solutions envisageables, en tenant compte de leurs spécificités, limites et coûts, et d'autre part, d'identifier et d'évaluer avec précision les contraintes afin d'éviter tout imprévu lors de l'exécution des travaux.

L'Algérie figure parmi les pays exposés à une forte activité sismique. Les séismes survenus dans la partie nord du pays au cours des trois dernières décennies ont entraîné d'importantes pertes humaines ainsi que des dégâts matériels considérables.

Afin de se prémunir contre d'éventuels tremblements de terre, il est essentiel de bien comprendre ce phénomène naturel, à l'origine de mouvements intenses du sol. Les ingénieurs en génie civil ont pour mission de concevoir des structures présentant une rigidité adéquate et une résistance suffisante face aux sollicitations sismiques, tout en intégrant les aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques ainsi que la durabilité de l'ouvrage.

Le choix du système de contreventement dépend de plusieurs paramètres, notamment la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage mixte, composé d'un rez-de-chaussée et de cinq étages (R+5), contreventé par des voiles en béton armé. Il est implanté dans la wilaya de Mostaganem (Mazagran), classée en zone de forte sismicité (zone V selon le RPA 2024).

L'objectif principal de ce travail consiste à réaliser une étude de prédimensionnement de ce type de structure, à travers le calcul des éléments porteurs et non porteurs participant au comportement global du bâtiment.

Cette étude débute par une présentation générale du projet, comprenant sa destination, son système structural ainsi que les matériaux utilisés. Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement de la structure, tandis que la troisième traite de l'étude des éléments secondaires (escaliers, planchers, balcons et acrotères).

L'analyse dynamique de la structure est abordée au quatrième chapitre à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle réalisée avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2024, étape essentielle dans l'étude d'un projet parasismique.

Le cinquième chapitre concerne le ferraillage des principaux éléments résistants (voiles, poteaux et poutres), conformément aux recommandations du BAEL 91 et du règlement parasismique algérien RPA 2024. Enfin, le sixième chapitre est dédié au calcul et au dimensionnement des fondations afin de déterminer le type d'infrastructure à adopter.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. Introduction

L'étude d'une structure en béton armé à usage d'habitation constitue une étape fondamentale du processus de construction. Elle repose sur des principes d'ingénierie rigoureux visant à concilier sécurité des usagers et optimisation économique.

L'objectif principal du premier chapitre de notre étude est de présenter une vue d'ensemble de l'ouvrage.

Le projet consiste en l'étude structurelle d'un bâtiment composé un rez-de-chaussée destiné à des locaux commerciaux, le 1 étage est destiné à des bureaux et 4 niveaux d'habitation.

Ce chapitre présente une description générale de l'ouvrage ainsi que les rappels théoriques nécessaires à l'étude.

2. Implantation de l'ouvrage

Le projet situe au bord de Mazagran à la ville de Mostaganem classée comme zone de moyenne sismicité V selon le (RPA 2024) et dans le groupe d'usage 2 (Figure 1).



Figure 1. Implantation du bâtiment (Source : Google Earth)

3. Présentation de l'ouvrage

La structure du un bâtiment est constitué d'un rez-de-chaussée a usage de locaux commerciaux le niveau 1 a des bureaux et de 4 étages avec 2 appartements de type F3 et F4 par étage d'une surface de **216,82 m2**, ce qui donne 8 logements en tout.

4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Longueur totale en plan …… 21,00 m

Largeur totale en plan……..…… ...17,70 m

Hauteur du rez-de-chaussée……4,59 m

Hauteur des étages courants ……...3,06 m

Hauteur totale du bâtiment……..……...20,69 m



Figure 2. Façade principale.

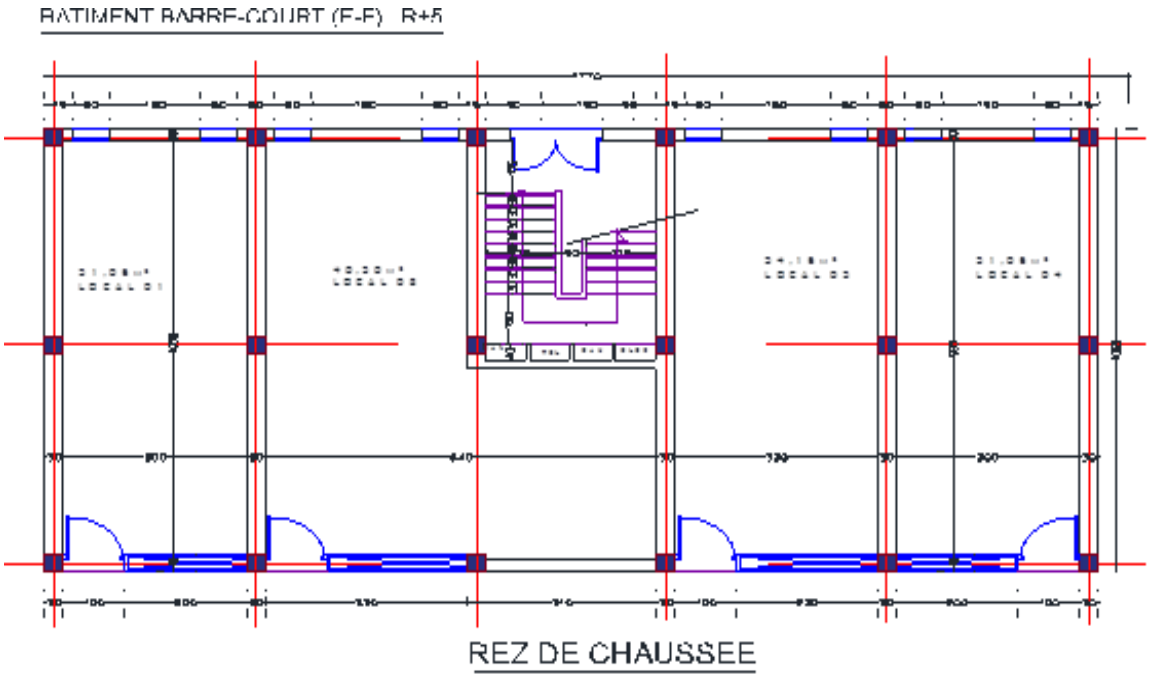


Figure 3. Vue en plan du rez de chaussée.

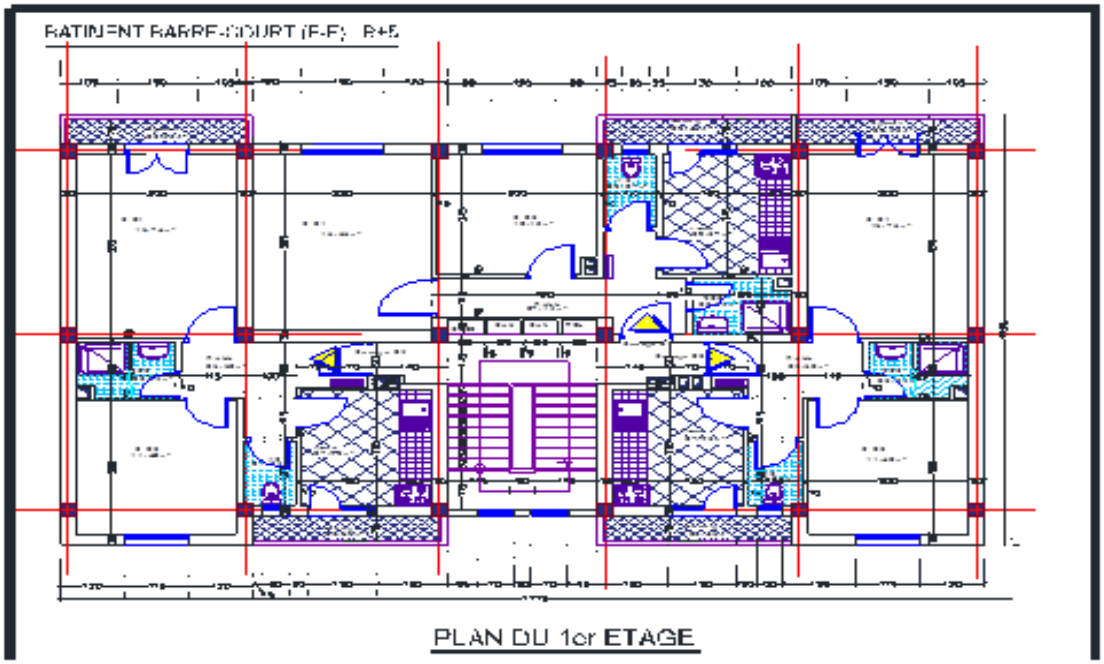


Figure 4. Vue en plan d'un étage courant.

Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol ferme d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.

La contrainte admissible : $\overline{\sigma}_{sol}$ = 2,6 MPa

Poids volumique du sol : γ_h = 17.00 kN/m^3

L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35°$

Le site est classé S3 selon le RPA 2024(Site meuble).

5. Description technique de la structure

5.1 Structure principale

Les normes parasismiques Algériennes, RPA 2024, recommandent une combinaison de voiles et portiques pour les structures des bâtiments dépassant 14 mètres de hauteur ou quatre niveaux en zone V.

5.1.1 Voiles

Les voiles sont des composants verticaux en béton armé qui sont placés dans les directions transversales et longitudinales. Ils remplissent deux fonctions principales :

- Le transfert des charges verticales pour assurer la fonction porteuse.
- La résistance aux charges horizontales pour assurer la fonction de contreventement et garantir la stabilité de la structure.

5.1.2 Portiques

Les portiques en béton armé sont composés de poteaux et de poutres et ils doivent être positionnés de manière à remplir les fonctions suivantes :

- Supporter les charges et les surcharges verticales.
- Transférer directement les efforts aux fondations.

5.2 Structure secondaire

5.2.1 Planchers

Nous avons opté pour des dalles en corps creux les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation

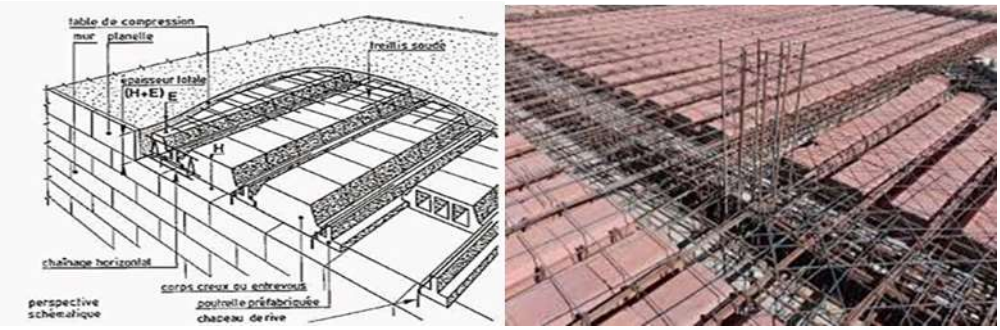


Figure 5. Plancher corps creux

Les planchers à dalle pleine (Figure 5) sont réalisés en béton armé et coulés sur place. Les balcons de notre structure sont également réalisés en dalle pleine.



Figure 6. Plancher à dalle pleine

5.2.2 Escaliers

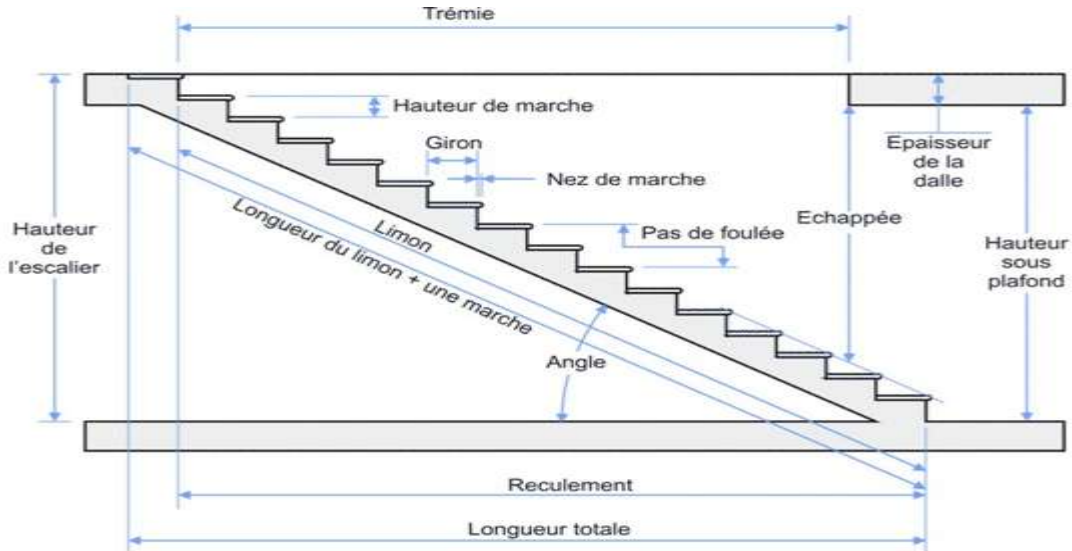


Figure 7. Composants d'un escalier

Les escaliers (Figure 7) sont des éléments permettant de passer d'un niveau à un autre dans une structure Pour cela, une cage d'escaliers en béton armé est réalisée, avec du béton coulé sur place

5.2.3 Maçonnerie

Les cloisons intérieures sont construites à partir de briques creuses d'une épaisseur de 10 à 15 cm, tandis que les murs extérieurs sont constitués de briques creuses en double paroi de 30 cm (15+5+10).

5.2.4 Revêtement

Le revêtement se compose des éléments suivants :

- Du carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Un enduit de plâtre appliqué sur les murs et les plafonds.
- Un enduit en ciment pour les surfaces extérieures des murs de façade.
- Un revêtement en carrelage pour les planchers.
- La terrasse sera dotée d'une étanchéité multicouche imperméable afin de prévenir toute infiltration des eaux pluviales.

5.2.5 Isolation

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs, l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois.

5.2.6 Acrotère

Dans notre bâtiment, la terrasse est inaccessible et elle entourée par un acrotère, ce dernier est un muret indispensable à la réalisation d'une étanchéité de toiture plate ou à faible pente.

5.3 Fondation

Les fondations en béton armé assurent l'interface entre la structure et le terrain en transmettant les charges (poteaux, voiles, murs) au sol porteur. Cette transmission s'effectue soit par contact direct (semelles filantes, radier), soit via des éléments de transfert (pieux). Le choix du système constructif dépend des propriétés géotechniques du site, notamment la capacité portante et les risques de tassement. On distingue trois catégories :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

6.1 Caractéristiques mécaniques du béton

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

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL 91) et le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Une bonne résistance au feu.

L'association acier-béton exploite les performances de chaque matériau, le béton pour la compression et l'acier pour la traction. Placés dans les zones tendues, les aciers absorbent les efforts que la matrice de béton ne peut supporter, clé de la transmission des charges entre les deux matériaux

6.1.1 Résistance à la compression f_{cj}

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à "j" jours d'âge est déterminée à partir des essais aux laboratoires sur des éprouvettes 16 × 32 cm^2.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28}. D'après l'article A.2.1.11 du BAEL 91, pour les calculs en phase de réalisation, les valeurs adoptées à "j" jours sont données par les formules suivantes :

- $Si\ J < 28 \quad fc28 \leq 40\ MPa \quad fcj = \frac{J}{4{,}76+0{,}83j} fc28$

- $fc28 > 40\ MPa\ fcj = \frac{j}{1.4+j0{,}95} fc28$

- Si J > 28 $f_{cj} = f_{c28}$

Pour l'étude de notre projet, on prend f_{c28} = 25 MPa.

6.1.2 Résistance à la traction f_{tj}

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

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{cj}$ avec $f\ cj < 60$ MPa.

6.1.3 Contrainte limite de compression

La contrainte admissible de compression à la l'état limite ultime est donnée par :

$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_B}$ Pour f_{c28} = 25 MPa ⇒ σ_b = 14,2 MPa

$$Avec \quad \begin{cases} \gamma_B = 1{,}5 \ pour\ les\ cas\ courants\ (ELU). \\ \gamma s = 1{,}15 \ pour\ les\ situations\ accidentelles. \end{cases}$$

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 0,6. f_{c28}

6.1.4 Contrainte limite de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{0.2\, f_{cj}}{\gamma_b} \leq min(3.33MPA; 5MPA) \ = \ 3{,}33\ MPa$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{0.15\, f_{cj}}{\gamma_b} \leq min(2.5MPA; 5MPA) \ = \ 2.5\ MPa$$

6.1.5 Module d'élasticité

Le module de déformation longitudinal du béton est donné par les formules suivantes :

- Module instantané $E_{i28} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} = 32164{,}195$ MPa
- Module différé $E_{v28} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} = 10818{,}90$ MPa

6.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs avec 0.15% à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25% à 0.40 ٪de carbone.

6.2.1 Limite élastique f_e

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes pour chaque type d'acier sont données par le Tableau 1 suivant :

Tableau 1. Nuances et limites d'élasticité des aciers

Type d'acier	Nuances	f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barres HA	FeE400	400
Treillis soudées en fils lisses	TLE520	520

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à 2.10^5 MPa.

6.2.2 Contraintes limites de l'acier

Etat limite ultime (ELU)

- $Si\ \varepsilon_S < \varepsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par une droite d'équation : $\sigma s = Es.\varepsilon S$
- Si $\varepsilon_S \geq \varepsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par l'horizontale d'ordonnée : $\sigma s =$ fe/ γ_s

Avec :

ε_S : Allongement relatif de l'acier, limité à 10‰.

E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier, E_s = 200000 MPa

$fsu = \frac{400}{1.15} = \sigma s$ =348 MPa (Situation durable et transitoire).

$fsu = \frac{400}{1}$ =400 MPa (Situations accidentelles).

Etat limite de service

La contrainte de traction des armatures est limitée selon le type de la fissuration par :

- Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est pas limitée, alors aucune vérification n'est requise pour les aciers.
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}.f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right)$; [MPa]

- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min\left(0{,}5f_e\ ;\ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right);\ [\text{MPa}]$

η : Coefficient de fissuration

avec $\eta = 1$ pour l'acier rond lisse (RL) et $\eta = 1{,}6$ pour l'acier à haute adhérence (HA)

6.3 Protection des armatures

Pour assurer la durabilité de l'ouvrage et préserver les armatures des agents agressifs, les épaisseurs d'enrobage (c) seront définies conformément aux prescriptions ci-après :

- c = 5 cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- c = 3 cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, Canalisations).
- c =1 cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

7. Logiciels utilisés

Les logiciels utilisés durant ce travail sont :

- [ROBOT 2024] AUTODESK ROBOT Analyse structurels Professional 2015.
- [AUTOCAD 2021], Dessin.
- Word 2019 .
- SAP2000-Structural Analysis Program 2000
- EXCEL 2019

8. Règlements utilisés

- Règles parasismiques Algériennes : RPA2024.
- Règles de calcul du béton armé aux états limites : BAEL 91.
- Document technique règlementaire : DTR B.C. 2.2.
- Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles : DTR-BE 1.31.

9. Conclusion

Cette première partie a présenté la structure dans sa globalité : implantation, typologie et choix constructifs. Elle a également précisé les propriétés des matériaux (acier, béton) et détaillé l’environnement technique (logiciels et règlements) indispensable à la conduite des calculs de l'ouvrage.

CHAPITRE II:
PREDIMENSIONEMENT

CHAPITRE II: PREDIMENSIONEMENT

1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles et autres) est une étape préliminaire, son objectif est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, il est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 2024 BAEL 91 et le DTR B.C.2.2, Pour cela une descente des charges et des surcharges a été réalisée afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Il existe deux types de poutres, principales et secondaires (Chaînages). Elles ont des sections régulières, soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant les conditions suivantes :

- Critère de rigidité

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ et } 0{,}4h \leq b \leq 0{,}8h$$

- Condition du R.P.A 2024

$$b \geq 20\ cm\ ; h \geq 30\ cm\ ; \frac{h}{b} \geq 4.0\ \ et\ b_{max} \geq 1.5h + b_1$$

Avec

- b : Largeur de la poutre
- h : Hauteur de la poutre
- b_1 : Largeur du poteau
- b_{max} : Largeur maximale de la poutre.

2.1 Prédimensionnement des poutres principales

L_{max} = 530 cm

$$\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{15} \Rightarrow 35{,}33cm \leq h \leq 53cm$$

On prend : h = 45 cm et b = 30 cm

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024 b = 30 cm > 20 cm; h = 45 cm > 30 cm; h/b = 1,5 < 4.0. Conditions vérifiées La section adoptée (Figure 8) pour la poutre principale est (30 x 45) cm².

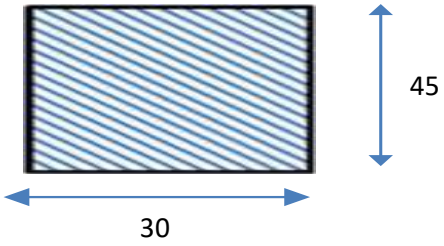


Figure 8. Section transversale de la poutre principale

2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires

L_{max} = 370 cm

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{15} \Rightarrow 24{,}66cm \leq h \leq 37cm$$

On prend : h = 35 cm et b = 30 cm

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024 b = 30 cm > 20 cm; h = 35 cm > 30 cm; h/b = 1,16 < 4.0. Conditions vérifiées La section adoptée (Figure 9) pour la poutre secondaire est (30 x 35) cm².

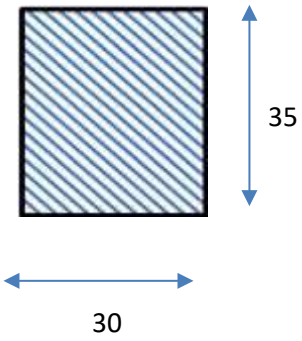


Figure 9. Section transversale de la poutre secondaire

3. Prédimensionnement des planchers

3.1 Planchers à corps creux

Les planchers sont fabriqués à partir de poutrelles préfabriquées combinées avec des corps creux (Figure 7). La hauteur du plancher à corps creux est donnée par la formule empirique suivante :

$$\frac{370}{25} \leq e_p \leq \frac{370}{20}$$

$14.8\ cm \leq e_p \leq 18.5\ cm$

Une épaisseur de plancher de 20 cm est choisie, ce qui correspond à une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, associée à un corps creux d'une hauteur de 16 cm.

NB : Un plancher en corps creux de 20 cm a été choisi au lieu de 15 cm à cause de la non disponibilité de l'hourdis de 12 cm dans le marché Algérien.

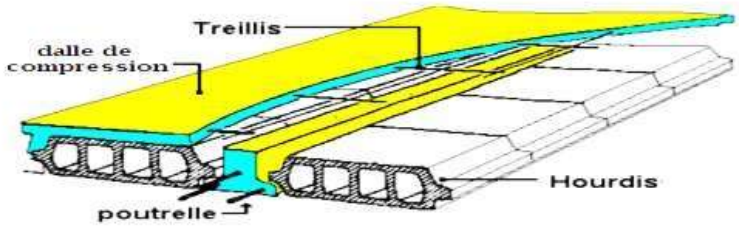


Figure 10. Schéma d'une dalle à corps creux

Les dimensions des poutrelles en T utilisées pour la structure sont les suivantes :

- Hauteur totale du plancher est de 20 cm (h_t = 20 cm).
- Distance entre axe de deux poutrelles est de 60 cm (L_n = 60 cm).
- Largeur de la nervure est de 12 cm (b_0 = 12 cm).
- Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm (h_0 = 4 cm).
- Largeur effective est de 60 cm (b = 60 cm).

3.2 Calcul des charges du plancher à corps creux

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir du document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation "DTR B.C.2.2".

3.2.1 Plancher terrasse inaccessible

La terrasse inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales et dont le calcul de sa charge est donné dans le Tableau 2.

Tableau 2. Charges du plancher terrasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m²)
Protection gravillon	20	0,04	0,8
Etanchéité multicouche	12	0,02	0,24
Forme de pente	22	0,08	1,76
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Dalle corps creux (16+4)			2,80
Enduit plâtre	10	0,01	0,1
Charge permanente			**G = 5,86 (kN/m²)**
Charge d'exploitation			**Q = 1 (kN/m²)**

3.2.2 Plancher 1er étage

1 er étage est soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation qui sont résumées dans le Tableau 3.

Tableau 3. Charges du plancher 1 er étage

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m²)
Dalle de sol	20	0,02	0,4
Mortier de pose	18	0,02	0,36
Chappe de mortier	20	0,02	0,4
Enduit plâtre	10	0.01	0,10
Dalle corps creux (16+4)			2,8
Cloisons intérieures			1
Charge permanente			**G = 5,06 kN/m²**
Charge d'exploitation (bureaux)			**Q = 2,5 kN/m²**

3.2.3 Plancher étage courant 2eme a 5eme

L'étage 2eme a 5eme est soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation qui sont résumées dans le Tableau 4.

Tableau 4. Charges du plancher d'étage courant

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m²)
Dalle de sol	20	0,02	0,4
Mortier de pose	18	0,02	0,36
Chappe de mortier	20	0,02	0,4
Enduit plâtre	10	0.01	0,10
Dalle corps creux (16+4)			2,8
Cloisons intérieures			1
Charge permanente			**G = 5,06 kN/m²**
Charge d'exploitation (Charge d'habitation)			**Q = 1,5 kN/m²**

3.3 Planchers de la dalle pleine

Le plancher d'une dalle pleine est considéré horizontalement comme étant infiniment rigide et l'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance qui sont énumérées ci-dessous**.**

Condition de résistance à la flexion (BAEL 91)

Le panneau le plus défavorable du plancher en dalle pleine du sous-sol est pris en compte pour la détermination de l'épaisseur du plancher. La dalle travaille dans les deux sens car :

$$0{,}4 \leq \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{310}{345} \leq 1$$

L'épaisseur de la dalle dans ce cas doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{50} = \frac{345}{50} = 6{,}9\ cm \ \leq hd \leq \frac{L}{40} = 8.6\ cm$$

On choisit h_d = 15 cm

Condition d'isolation acoustique

- Contre les bruits aériens : $2500.hd \ \geq \ 350\ kg/m2 \ \rightarrow \ \ hd \ = \ 14\ cm$

Condition de sécurité en matière d'incendie

- h_d = 7 cm pour 1 heure de coupe de feu.
- h_d = 11 cm pour 2 heures de coupe de feu.

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adopte une épaisseur de la dalle pleine égale à h_d = 15 cm.

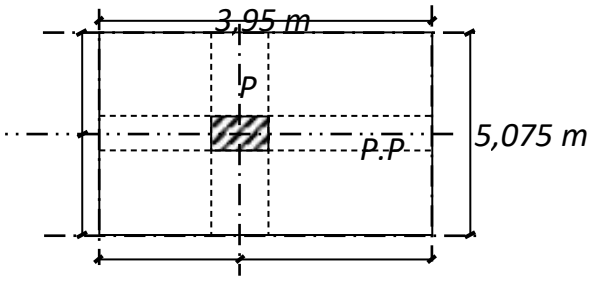
4. Prédimensionnement des poteaux

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- Respect des critères de résistance.
- Respect des conditions du RPA 2024.
- Satisfaction des conditions de flambement.

Le poteau le plus sollicité a une section afférente dont les dimensions sont représentées sur

.



la Figure 11 Section afférente du poteau le plus sollicité

4.1 Dimensionnement du poteau le plus sollicité

Les poteaux les plus sollicité de cet ouvrage supporte des charges réparties sur une surface afférente S_{aff} = 17,91 m².

Le dimensionnement est basé sur les trois critères suivants :

- Critère de résistance

$$Br \geq \left(\left[\frac{\beta . Nu}{\left[\theta . \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0.85 \left(\frac{A}{Br} \right) . \sigma s \right] . 10^3} \right] \right) 10^4$$

Avec

- B_r : Section réduite du béton (Figure 9)
- θ: Facteur de durée d'application des charges (θ=1).
- σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

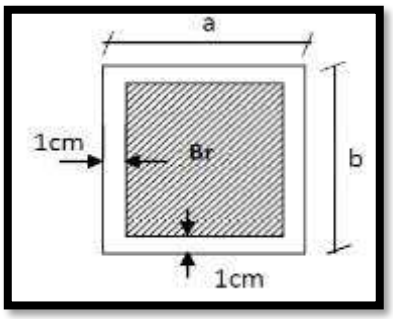


Figure 12 . Section réduite du poteau

$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b} = \frac{0{,}85\ .25}{1.1{,}15} == 14{,}2$ MPa et $\sigma s = \frac{Fe}{1{,}15} = \frac{400}{1{,}15} = 347{,}83$ MPa

$\frac{A}{Br} = 1\ \%$ (Mostaganem : zone V selon le RPA 2024)

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$\beta = 1 + 0{,}2(\lambda/35)^2$ si $\lambda \leq 50$.

$\beta = 0{,}85 + 2/1500$ si $50 < \lambda < 70$.

On se fixe un élancement mécanique λ=35 pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0{,}2.\left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1{,}2$

d'où, $Br \geq \left(\left[\frac{1{,}2}{\left[1.\left(\frac{14{,}2}{0{,}9,}\right)+0.85\left(\frac{1}{100}\right).384\right].10^3}\right]\right)10^4.\text{Nu} = 0{,}6404858204.\text{Nu}$

Nu : Charge verticale à l'ELU et qui se calcule en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

➢ Vérification des conditions du RPA 2024

$$\begin{cases} \boldsymbol{min(a,b) \geq 30} \\ \boldsymbol{min(a,b) \geq \frac{h_e}{20}} \\ \boldsymbol{\frac{1}{4} \leq a \leq 4} \end{cases} \quad \boldsymbol{et} \quad \boldsymbol{\frac{N_c}{f_{c28}\ X\ B_C} \leq 0{,}35}$$

➢ Vérification des conditions de flambement

Selon les règles du BAEL 91, on a :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \ avec : \ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad et \quad L_f = 0,7\, l_0$$

- I : Moment d'inertie minimal de la section du poteau.
- B : Section du béton.
- λ : Elancement du poteau.
- l_0 : Hauteur d'étage.
- a, b : Dimensions du poteau.
- L_f : Longueur du flambement.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de 10% par étage jusqu'à 0.50.Q sauf pour le dernier et avant- dernier niveau. Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs des surcharges en appliquant la dégression verticale (Tableau 5).

Tableau 5. Dégression verticale des surcharges d'exploitation

i =	**Niveaux**	**Charge d'exploitation Q (kN/m²)**
1	Haut 5eme étage	1
2	Haut 4eme étage	2,5
3	Haut 3eme étage	3,85
4	Haut 2eme étage	5,05
5	Haut 1er étage	6,1
6	Haut RDC	7

Tous ces paramètres ont permis d'établir un fichier Excel pour la détermination des sections des poteaux de ce projet (Tableau 6).

En résumé le choix des sections des poteaux est recapitulé dans le Tableau 7.

Tableau 6. Feuille d'Excel de calcul du prédimensionnement des poteaux

Hauteur d'Etage	Niveau	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	NUPP (KN)	NUPS (KN)	Nu Pot (KN)	Nu Long (KN)	Nu pL (KN)	NU (KN)	Br	a (cm)	a (cm) Choisi	Bc (cm)	a (cm)
3.06	haut du 5eme	5.86	1.00	20.18	11.85	-	-	162.59	194.62	194.62	15.95	30.00	259.50	16.11
3.06	Haut du 4eme	10.92	2.50	40.37	23.69	9.29	-	319.49	392.84	589.26	26.27	30.00	523.79	22.89
3.06	Haut du 3eme	15.98	3.85	60.55	35.54	18.59	-	472.49	587.17	880.76	31.68	40.00	782.90	27.98
3.06	Haut du 2eme	21.04	5.05	80.74	47.39	35.11	-	621.61	784.84	1,177.27	36.31	40.00	1,046.46	32.35
4.59	Haut du 1eme	26.10	6.10	100.92	59.23	51.64	-	766.84	978.63	1,467.94	40.31	45.00	1,304.84	36.12
4.59	Haut du RDC	31.16	7.00	121.11	71.08	83.01	-	908.18	1,183.37	1,775.06	44.13	45.00	1,577.83	39.72

Tableau 7. Choix des sections des poteaux

Niveaux	Section Choisie (cm^2)
RDC– 1er étage	45 x 45
2ème –3ème étage	40 x 40
4ème –5ème étage	35 x 35

5. Prédimensionnement des voiles

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par le RPA 2024. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% *et* 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble. D'après le RPA 2024 les voiles (Figure 10) sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition

$L \geq 4e$.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

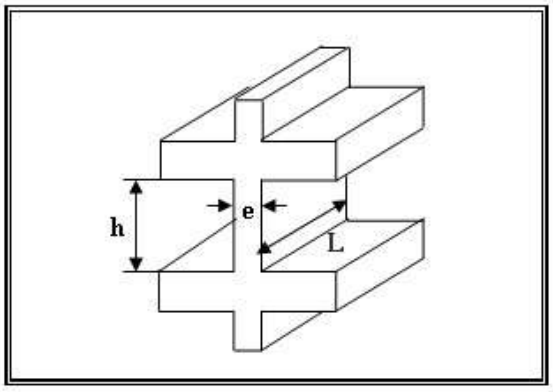


Figure 13. Coupe en élévation d'un voile

Les voiles dans ce projet sont de type linaire, en L et en U et par conséquent, la condition exigée par le RPA 2024 pour les voiles linaire devient le cas le plus défavorable et dont la formule est a $\geq \frac{h_e}{20}$ Le prédimensionnement des voiles de contreventement pour les différents niveaux est donné dans le Tableau 8.

Tableau 8. Prédimensionnement des voiles

	h (cm)	**h_e (cm)**	$\frac{h_e}{20}$ **(cm)**	**a (cm)**
RDC – Etage courant	306	286	14.3	20

En conclusion, dans ce projet l'épaisseur du voile de contreventement adopté pour l'ensemble de la structure est de 20 cm.

6. Prédimensionnement de l’acrotère

Un mur d'acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situé sur l'ensemble de la périphérie de la toiture terrasse et dont la section transversale ci-dessous (Figure 11).

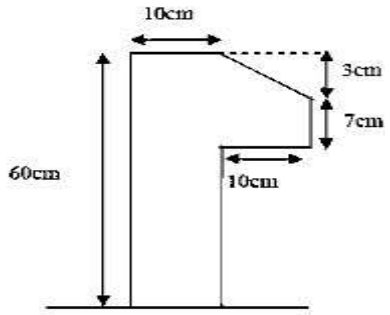


Figure 14. Section transversale de l'acrotère

7. Prédimensionnement des balcons

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres ou les voiles. La largeur du plus grand balcon est de 1.00 m et l'épaisseur adoptée pour les balcons est de 15 cm.

Les charges appliquées sur la dalle du balcon sont regroupées dans le Tableau 9.

Tableau 9. Charges de la dalle pleine du balcon

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m^3)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m^2)
Revêtement de carrelage	20	0,025	0,5
Mortier de pose	18	0,015	0,27
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			**G = 5,24 kN/m^2**
Charge d'exploitation			**Q = 3,5 kN/m^2**

8. Prédimensionnement des escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par les ascenseurs. Ils permettent le mouvement et la circulation verticale des personnes et des objets dans un immeuble (Figure 12).

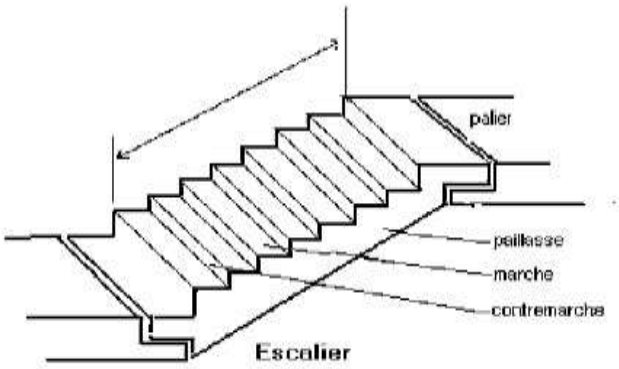


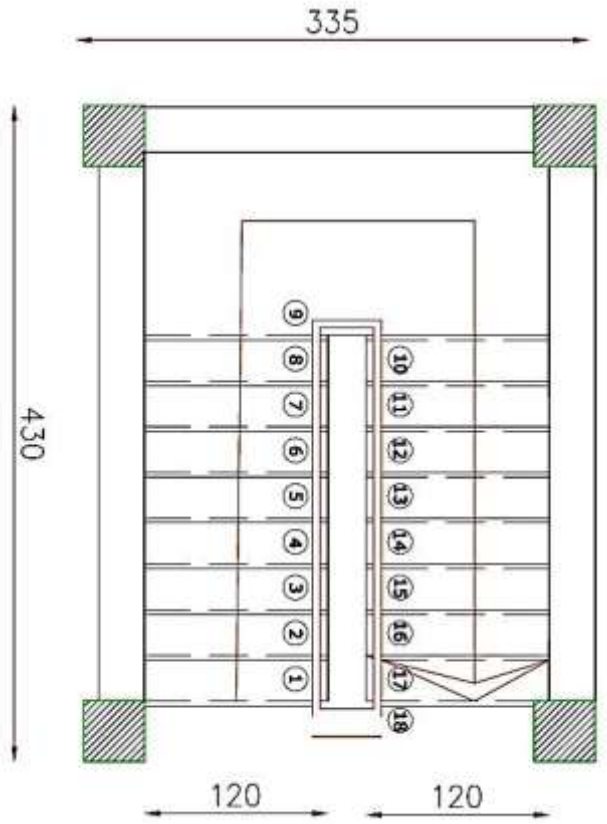
Figure 15. Eléments composants d'un escalier

Les escaliers sont des éléments importants et ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements …...).

Dans ce projet, les escaliers sont composés de deux volés à côté de l'ascenseur.

La loi de Blondel est une formule universelle qui régi le confort d'un escalier afin qu'il soit agréable à emprunter pour un usager. La loi de Blondel met en relation 2 dimensions qui sont la hauteur de marche et le giron et dont la formule est : $60\ cm \leq g + 2h \leq 64\ cm$

En prenant g =30 cm et h =17 cm, la relation de blondel est vérifiée car $g + 2\,x\,h = 64\ cm$.



La pente est constante pour toutes les volées et elle est égale à :

$$\text{tg}\,\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29{,}54°$$

L'épaisseur de la paillasse et du palier sera calculée avec la longueur de la paillasse ($L_{paillasse}$) la plus défavorable, c'est-à-dire celle du rez-de-chaussée.

$$Lpaillasse = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 284{,}62\,cm$$

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est calculée par la formule suivante :

$$\frac{L_{paillasse}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{paillasse}}{20} \Longrightarrow \frac{284{,}62}{30} \leq e_p \leq \frac{284{,}62}{20}$$

$$9{,}49\,cm \leq e_p \leq 14{,}23$$

Le choix de l'épaisseur de la paillasse (e_p) qui est identique à celui du palier est de 12 cm.

Les charges appliquées sur la paillasse et le palier sont regroupés sur les Tableaux 11 et 12.

9. Conclusion

Il est clair que le prédimensionnement des éléments de la structure est très important pour aborder l'étude de ce projet. Dans ce chapitre, un prédimensionnement de tous les éléments qui composent la structure étudiée a été proposé. Ce prédimensionnement concerne les éléments porteurs comme les poutres, les poteaux, les planchers et les voiles et les éléments secondaires comme l'escalier, le balcon et l'acrotère.

CHAPITRE III :

ETUDE DES PLANCHERS

CHAPITRE III : ETUDE DES PALNCHERS

1 .Plancher à corps creux

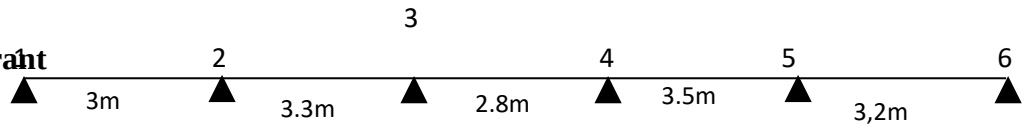
Les planchers se définissent comme des parois horizontales séparant les différents niveaux d'une construction. Ils remplissent une mission structurelle en supportant les charges permanentes et d'exploitation, qu'ils transmettent aux éléments porteurs verticaux tout en assurant la rigidité du bâtiment face aux poussées horizontales. Parallèlement, ils jouent un rôle de barrière environnementale en garantissant l'isolation thermique et acoustique entre les étages.

1.1 Types de poutrelles

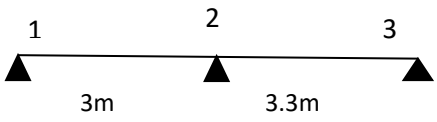
Dans ce projet, il existe 3 types de solives (Figure 11).

Etage courant

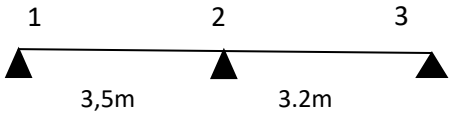
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



Terrasse :

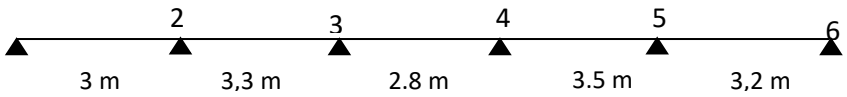


Figure 16. Différents types de poutrelles

1.2 Choix de la méthode de calcul

Le calcul des efforts (moments fléchissants et efforts tranchants) s'effectue selon l'une des trois approches réglementaires suivantes, en fonction de la configuration de la structure :

- **La Méthode Forfaitaire** : Cette méthode simplifiée est applicable uniquement si les quatre conditions suivantes sont simultanément respectées :

  $q \leq 2G\ Q \leq 5\ \text{kN}$ charges localisées $\leq (2\ \text{kN}, 0{,}25.\ Q)$

  Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées

c) $0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_i+1} \leq 1{,}253.2$

Type de fissuration : La fissuration doit être considérée comme peu préjudiciable (ou peu nuisible).

- **La Méthode de Caquot** Cette méthode est impérative dès lors que l'une des quatre conditions de la méthode forfaitaire n'est pas remplie (par exemple en cas de charges d'exploitation élevées ou de portées très inégales).

- **La Méthode de Caquot Minorée** Il s'agit d'une variante de la méthode précédente, applicable lorsque la condition **(a)** relative aux charges d'exploitation est vérifiée, mais qu'au moins une des autres conditions (**b**, **c** ou **d**) ne l'est pas.

1.3 Application de la méthode forfaitaire

L'analyse de notre structure confirme que l'ensemble des quatre critères de validité (a, b, c et d) sont satisfaits. Par conséquent, la méthode forfaitaire a été retenue pour le calcul des sollicitations.

Les résultats des moments et efforts tranchants, calculés pour les six types de poutrelles constituant les différents niveaux (planchers des étages courants, des bureaux et de la terrasse), sont synthétisés dans le Tableau 10.

Tableau 10. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle

		Moments en appuis [kN.m]		Moments en travées [kN.m]		Efforts tranchants [kN]	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1 type	1er étage	13.05	-9.34	8.32	5.89	-21.72	15 .54
2type		-13.41	-9.95	8.95	6.41	22.25	15.92
3type		-15.2	-10.88	10.02	7.17	23.63	16.91
1 type	Etage courant(2em a 5em)	-11.27	-8.15	7.11	5.14	18.71	13.57
2 type		6.02	-8.38	7.74	5.59	19.22	13.9
3type		-13.13	-9.5	8.66	6.26	20.42	14.77
1 type	Terrasse	-11.66	-8 .51	7.36	5.37	19.41	14.37

- EXEMPLE
  - 3 type (Etage courant(2em a 5em))

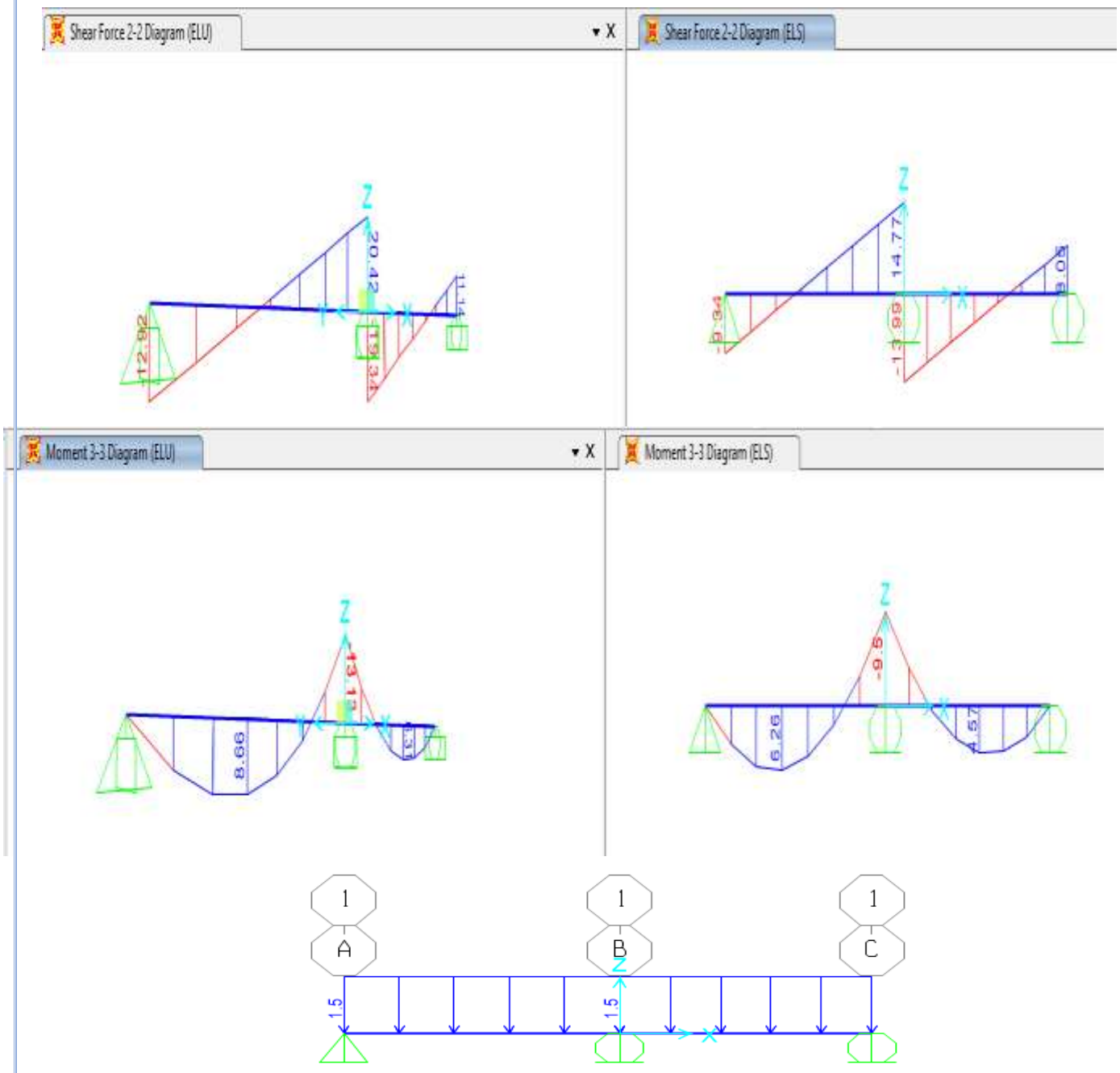


Figure 16. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle

1.4 Ferraillage des poutrelles

Les sollicitations les plus défavorables retenues pour le calcul du ferraillage des solives (poutrelles) sont synthétisées dans le **Tableau 11**. La configuration géométrique de la section à ferrailler, correspondant à la section en "T" de la solive, est illustrée par la **Figure 17**

Tableau 11. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferraillage

	Moments en appuis [kN.m]	Moment en travée [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-15.2	10.02	23.63
ELS	-10.88	7.17	/

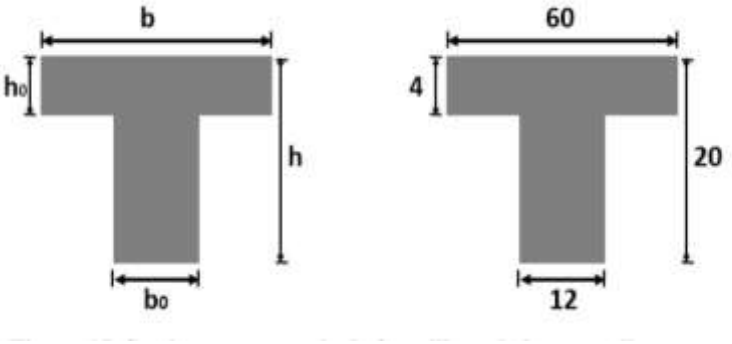


Figure 17. Section transversale de ferraillage de la poutrelle

À l'issue des calculs de dimensionnement et des vérifications réglementaires, les sections d'armatures adoptées sont synthétisées dans le Tableau 12 ci-dessous :

Tableau 12. Choix adopté pour le ferraillage des poutrelles

Armatures	Longitudinale	Transversale
En appui	2HA12	2 Ø 6
En travée	3HA12	2 Ø 6

1.5 Exemple de calcul du ferraillage d'une poutrelle

Etat limite ultime (ELU) : $M_t^u{}_{max} = 10.52 kN.m$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée

Le moment résistant de la table de compression est :

$Mt = b \times h \times \sigma_{bc} \times (b - \frac{h}{2})\ avec\ \sigma_{bc} = 14{,}20MPa.$

M_t= 60*44*14,2*(18-2) = 54528N.m

M_t : Moment fléchissant équilibré par la table de compression

$M_{tmax} < M_{table} \rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table et
la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions
$(b \times h) = (60 \times 20)\ cm2$ (Figure 18).

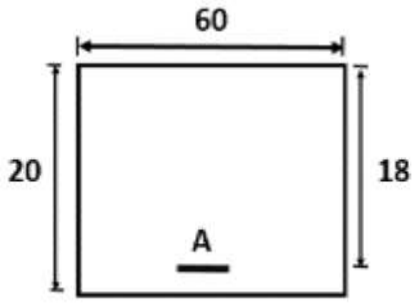


Figure 18. Section de ferraillage

Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10020}{60 \times (18)^2 \times 14{,}20} = 0{,}036 < \mu_{AB} < 0{,}186$$

Pivots $A \Rightarrow A' = 0$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_S} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$$

$\beta = 1 - 0{,}4\mu = 0{,}981$

Détermination des armatures

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_S} = \frac{10020}{0.985 \times 18 \times 348} = 1.63cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$Amin = 0{,}23 \times b0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0{,}26cm^2$$

$$\Longrightarrow A_t^u = max(A;\ Amin) = 1.63\ cm2$$

Choix des armatures

3T12 $\longrightarrow$ $A_t = 3.39\ cm^2$

Etat limite de service (ELS) : $M_T^S\ max\ 11.32kN.m$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \nexists$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$\Longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$\gamma = \frac{M_{t\ max}^u}{M_{t\ max}^s} = 1.39$

$$\rightarrow \frac{1{,}41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.046 \rightarrow CV$$

Donc, le ferraillage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Calcul des armatures transversales

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

T_{max}^u = 23.63kN

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$T_{max}^u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec :

a = 0,9 × d = 0,9 × 18 = 16,20 cm

T_{max}^u = 23.63kN ≤ 0,267 × 16,20 × 12 × 25 = 129,762 kN

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures

On doit vérifier que :

$$A1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[Tu + \frac{M_a^u}{0.9 \times d}\right]$$

$$A1 = 3.39cm^2 \geq \frac{1.15}{400} \times [23630 + 0] \times 10^{-2} = -0.68cm^2$$

$\Longrightarrow$ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales.

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$\tau_u \leq \overline{\tau u}$ $[BAEL\ 91]$.

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{d \times b_0} = \frac{23630}{12 \times 18 \times 100} = 1.094\ MPA$$

Fissuration peu nuisible : $\tau_u = min\ (0{,}2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ MPa) = 3{,}33\ MPa$

$\Longrightarrow \tau_u = 1.0940.955\ MPa \leq \tau_u = 3{,}33\ MPa$

Donc, les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

Diamètre des armatures transversales [BAEL 91]

Section et écartement des armatures transversales At

Diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\theta_t \geq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \theta_{L\ min}\right) = (0.57; 1.2; 1.2) = 0.57$$

On adopte $\emptyset_t$ = 6 mm de nuance d'acier FeE235 $\Longrightarrow$ A_t = 2T6 = 0,57 cm^2

Espacement des armatures transversales

δ_t :L'espacement entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3f_{tj} \times K}{0{,}8 \times f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)} \quad avec \begin{cases} K = 1 \\ \alpha = 90° \end{cases}$$

K = 1 (flexion simple)

Donc,

$\delta_{t1} \leq \min(0{,}9d\ ;\ 40\ \text{cm}) = 16{,}2\ \text{cm}$ [BAEL 91]

$\delta_{t2} \leq \frac{A_t}{0.4 \times b_0 \times \sin\alpha} = \frac{1.12 \times 235}{0{,}4 \times 12 \times \sin 90} = 54.83\ \text{cm}$ [BAEL 91]

$\delta_t \leq min(\delta_{t1}\ ;\ \delta_{t2}) = 16{,}20\ \text{cm}$

On adopte $\delta_t = 15$ cm

Vérification de Fléches

$$f = \frac{M_{SER} \times L^2}{10 \times E \times I_F} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.96cm$$

- Fléche Instantanéé

$$f_i = \frac{7.17 \times 10^{-3} \times 4.8^2}{10 \times 32164 \times 12798.14 \times 10^{-8}} = 0.401$$

- Fléche différée

$$f_v = \frac{7.17 \times 10^{-3} \times 4.8^2}{10 \times 10818 \times 22278.48 \times 10^{-8}} = 0.685$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 0.248 \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.96cm$$

1.6 Ferraillage de la dalle de compression

Afin de prévenir les risques de fissuration, la dalle de compression reçoit un ferraillage bidirectionnel sous forme de treillis soudé. Cette armature assure deux fonctions principales :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.

Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

- Si : $L_n \leq$ 50 cm $\quad A_1 = \frac{200}{fe}\ (L_n\ en\ cm)$
- $Si:\ 50 \leq Ln \leq 80\ A_1 = 4\frac{L_n}{fe}\ (L_n\ en\ cm)$

Avec :

L_n : Distance entre axe des poutrelles (L_n=60 cm).

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P) et A_2 : Diamètre (A.R).

$A_2 = \frac{A_1}{2}$ et f_e= 400 MPa

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$A_1 = 4\frac{60}{400}$ = 0,60 cm² /ml

St $= \frac{50}{100}$ = 20 cm Choix : 5T6 A_1 = 1,41 cm²

Armatures parallèles aux poutrelles

$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0{,}85\ cm^2$

St $= \frac{50}{100}$ = 20 cm Choix : 5T6 A_2 = 1,41 cm²

Le ferraillage de la dalle de compression est réalisé au moyen d'un treillis soudé composé de barres de diamètre φ6.Les mailles adoptées sont de 20 cm x 20 cm, assurant ainsi une armature bidirectionnelle conforme aux dispositions de la Figure 17

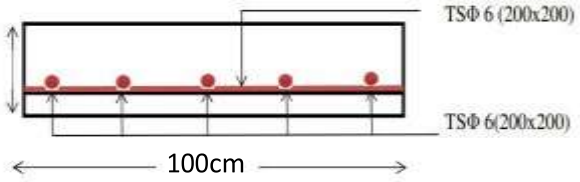


Figure 19. Schéma de ferraillage de la dalle de compression

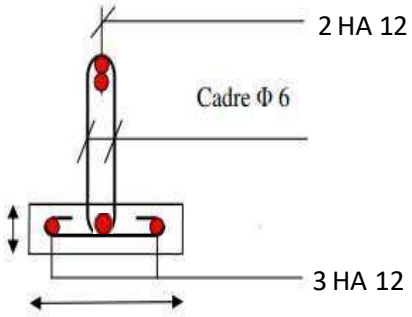


Figure 20. Ferraillage de la poutrelle

CHAPITRE IV: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE 4 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. ETUDE DES POUTRE A FAUX (BALCONS)

La structure du bâtiment intègre des balcons réalisés en dalles pleines d'une épaisseur de 15 cm. Ces éléments sont conçus en console (porte-à-faux), caractérisés par un encastrement structurel au niveau du plancher intérieur, assurant ainsi la continuité de la dalle et la transmission des efforts aux porteurs verticaux.

1.1 Détermination des efforts

Charges permanentes : $G_1 = 5{,}24$ kN/m²

Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3{,}5$ kN/m²

Charges des garde-corps en maçonnerie : $G_2 = 1{,}51$ kN/m²

Les schémas statiques du balcon en ELU et en ELS sont illustrés dans la **Figure 21** et le calcul des sollicitations est regroupé dans le Tableau 13.

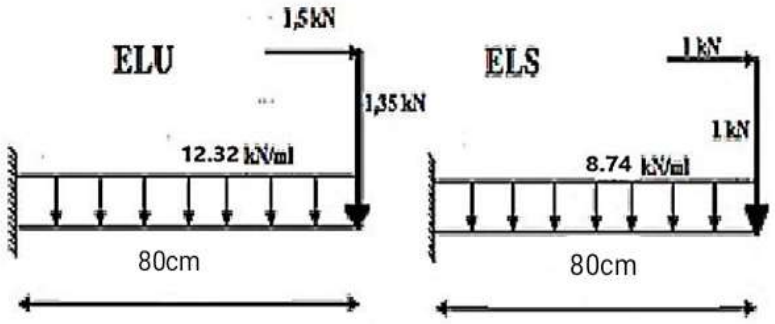


Figure 21. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon

Tableau 13. Eléments de réduction (M,T) du balcon)

	Moments Max [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-9.54	15.37
ELS	-6.80	10.94

1.2 Ferraillage de la dalle du balcon

Le dimensionnement des armatures est effectué à l'État Limite Ultime (ELU). Compte tenu de l'exposition des balcons aux agents atmosphériques, la fissuration est considérée comme très préjudiciable, imposant des vérifications strictes à l'État Limite de Service (ELS). Le calcul est mené sur une bande de dalle d'une largeur de 1,00 m pour une épaisseur de 15 cm).

b = 80cm, h = 15 cm, d = 0,9 h = 13,5 cm

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.54 \times 10^6}{800(135)^2 \times 14.2} = 0.0461$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9.54}{6.8} = 1.403$$

$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \times 10^4 = 0{,}300$

$\mu_{bu} = 0{,}0461 < \mu_{lu} = 0{,}3 \rightarrow$ (On n'utilise pas d'armatures comprimées $A' = 0$)

$\mu_{bu} = 0{,}0461 < \mu_{lu} = 0{,}3 \rightarrow$ On opte pour la méthode simplifiée

Calculer $\mathbf{Z_b}$: $Z_b = d \times (1 - 0{,}6\ \mu_{bu}) = 135 \times (1 - 0{,}6 \times 0{,}0461)$

$Z_b = 131{,}26$ mm

Calculer $\mathbf{A_l}$: $u_{bu} = \frac{M_u(max)}{Zb \times \sigma_{su}} = \frac{9.54 \times 10^6}{131.26 \times 348} = 2.09\text{cm}^2$

Choix : 5HA10= 3.92 cm² avec un espacement de 25 cm (Figure 28).

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.98 cm^2$$

Choix : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement de 26 cm

Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Article A.5.1.2) :

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.37 \times 10^2}{800 \times 135} = 0.142 MPA \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}; 2.5 MPA\right) \rightarrow$= 2.5 MPa Vérifiée

Les vérifications relatives aux contraintes de compression du béton et de traction des aciers ayant été satisfaites, et l'ensemble des critères réglementaires de dispense étant rempli, le calcul explicite de la flèche n'est pas requis

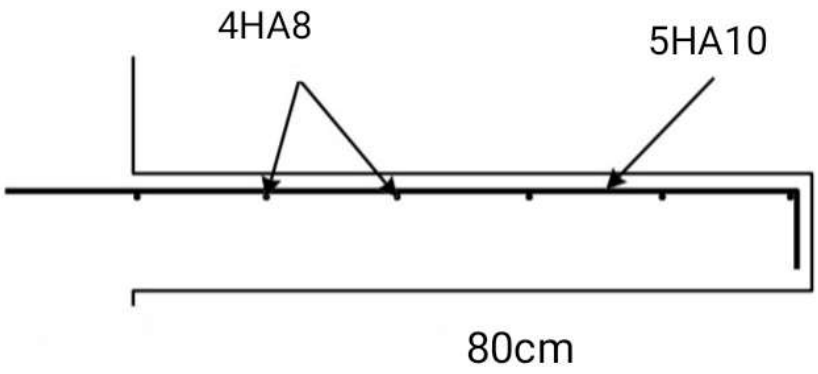


Figure 22. Schémas statiques Ferraillage DE BALCON

2. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément structural secondaire en béton armé, situé en périphérie des toitures-terrasses. Il remplit trois fonctions essentielles :

- Sécurité : Il fait office de garde-corps pour prévenir les chutes de hauteur.
- Étanchéité : Il assure la remontée d'étanchéité et empêche le ruissellement direct des eaux pluviales sur la façade.

Maintenance : Il sert de support d'ancrage pour les dispositifs d'entretien des façades (nacelles, lignes de vie).

2.1Prédimensionnement de l'acrotère

Un mur d'acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situé sur l'ensemble de la périphérie de la toiture terrasse et dont la section transversale ci-dessous (Figure 23).

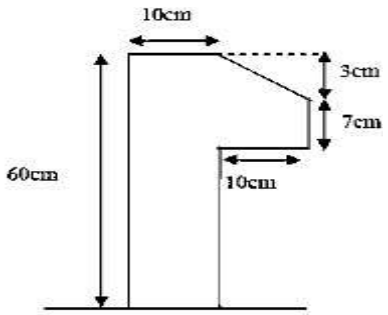


Figure 23. Coupe transversale de l'acrotère

oumis aux intempéries, l'acrotère présente un risque élevé de **fissuration préjudiciable**, menaçant la durabilité des armatures. Un double calcul est donc nécessaire :

- **À l'ELU :** pour garantir la résistance mécanique et la stabilité globale.
- **À l'ELS :** pour limiter l'ouverture des fissures et assurer la pérennité de l'ouvrage face aux agressions climatiques.

2.2 Évaluation des sollicitations de calcul

L'acrotère est sollicité par un effort normal dû à son poids propre et une surcharge d'exploitation dont le détail est sur le Tableau 14

Tableau 14. Charges d'acrotère

Surface (m²)	Poids propre (kN/ml)	Enduit ciment (kN/ml)	G (kN/ml)	Q (kN/ml)
0,069	0,069 x 25=1,725	0,015x 1,47 x 18 = 0,4	2,125	1

Selon le RPA 2024, les éléments non-structuraux doivent être dimensionnés en fonction des forces horizontales, tel que décrit dans la formule ci-dessous :

$F_{pk} = (A.I.S).Cp.(1 + 3.hz/H).Wp$.

Fp : Force horizontale due au séisme

A : Coefficient d'accélération zonal.

C_p : Facteur de force horizontale, qui varie entre 0,3 et 0,8 selon le tableau 6.1 du RPA 2024.

W_p : Poids de l'élément considéré.

F_{pk} = (0.25x1x1.20) x0.8x(1 + 3x0.6/22.02) x2.125 = 0.551 kN

Centre de pression :

x_c = 0,0616 m

y_c = 0,327 m

L'acrotère est modélisé comme une console en flexion composée. Le schéma statique est présenté en Figure 22, tandis que les sollicitations (moments, efforts normaux et tranchants) aux ELU et ELS sont synthétisées dans le Tableau 15.

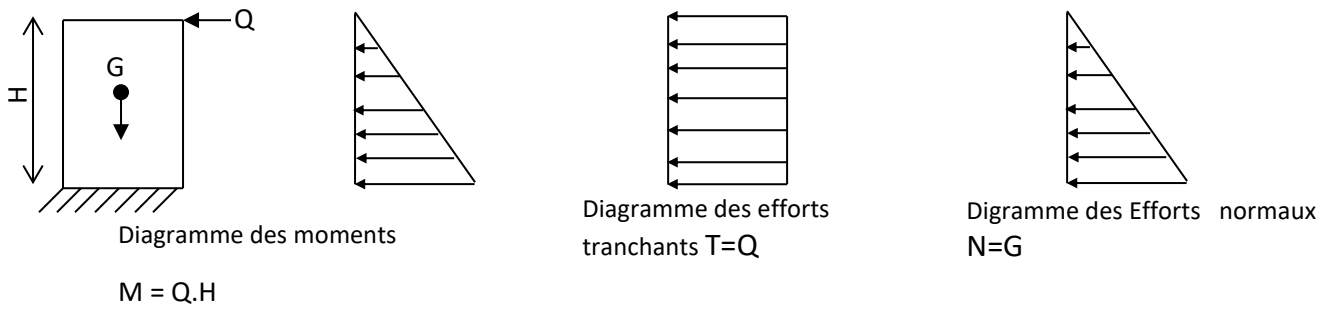


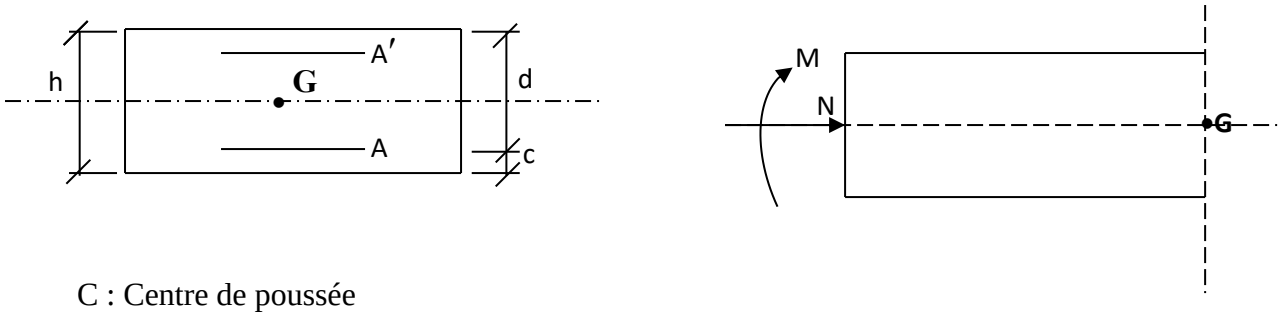
Figure 24. Schéma statique de l'acrotère

Tableau 15. Sollicitations de calcul de l'acrotère

	M (kN.m)	N(kN)	T (kN)
ELU	0,9	2,86	1,5
ELS	0,6	2,125	1

2.3Ferraillage de l'acrotère

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



C : Centre de poussée

e : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$e_u = \frac{0.9}{2.86} = 0.314m >$ h/2 = 5cm

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

$$M_1 = N'\left(e + \frac{h}{2} - c\right) = 0{,}812\ KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0{,}812 \times 1000}{100 \times 5^2 \times 14.2}$$

$\mu_b = 0{,}254 < \mu_R = 0{,}392 \quad \Rightarrow$ S. S. A

$\mu_b = 0{,}0106 \quad \Rightarrow \beta = 0{,}995$

-Les armatures fictive :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1.32 cm^2$$

La section réelle des armatures : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.32 - \frac{28.6}{348}$

$$A = 0{,}23\ cm^2$$

$$A_{S\,min} = \frac{0.23 \times b \times d \times 2.1}{348}$$

$A_{min} = 2.875\ cm^2 > A_{calcul} = 0.23\ cm^2$

La condition n'est pas vérifiée.

Par conséquent nous prenons :

$A = A_{min} = 2.875\ cm^2$

Soit :

4HA10 /ml = 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 25$ cm

Armatures de répartition

$A_r = A / 4 = 3.14 / 4 = 0.785\ cm^2$.

Soit :

4HA8 = 2,01 cm² Avec S_t = 19cm

- **Vérification au cisaillement**

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

$\overline{\tau}$ = min (0,15 f_{c28} / γ_b ; 4 Mpa) = 2,5 MPa

$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$; V_u = 1 KN

τ_u = 1000 / 90 x1000 = 0,011 MPa

$\tau_u < \overline{\tau}$ Condition vérifiée,

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes à L'E L S**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

N_s = 1,7 KN

M_s = 0,6 KN/m

⇒ La section est partiellement comprimée.

On doit vérifier :

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ σ_{st} : contrainte dans les aciers tendues

$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$ σ_{sc} : contrainte dans les aciers comprimée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ σ_{bc} : contrainte dans le béton comprimée

$\bar{\sigma}_{st}$: contrainte limite dans les aciers tendues

$\bar{\sigma}_{sc}$: contrainte limite dans les aciers comprimée

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte limite dans le béton comprimée.

$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$ il n'y a pas lieu de vérifier car il n y a pas acier comprimée. (SSA)

$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPA$

$\sigma_S = \min\left\{2\frac{fe}{3}, 110\sqrt{n.f_{c28/}}\right\}$ =201.63MPA

$M_s = 0.6KN.m$

$N_s = 2.125KN$

$e = \frac{0.6}{2.125} = 0.28$

$c = -e - \frac{h}{2} = -0.33\ m$

$p = -3(c)^2 + \frac{2\eta Ast}{b}(d-c) = -3265.34cm^2$

$q = -2(c)^3 + \frac{6\eta Ast}{b}(d-c)^2 = 71864.06cm^2$

Y_2 est la racine de l'équation $y_2^3 + p.\ y_2 + q = 0$, la solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 et après itération on trouve BAEL 91 et après itération on trouve :

$Y_{2.1} = a\ cos\ (\varphi/3) = 43{,}17\ cm$

$Y_{2.2} =$ a cos $(\varphi/3 + 240°) = 79{,}86$ cm

$Y_{2.3}$ = a cos (φ /3+120) = 36,67 cm

$$Avec\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 79.95$$

La solution qui convient est y_2 = 43,17 cm

$$0 < y_1 = y_2 + c = 43{,}17 - 40{,}56 = 2{,}62\ cm < h = 10\ cm$$

Alors, la position de l'axe neutre est y_1 = 2,62 cm

Calcul du moment statique de la section

$$S = \frac{bY^2{}_{SER}}{2} + 15A_S(d - Y_{SER})^2 = 42.72\ cm^3$$

Contrainte du béton

$$\sigma c = K.yser \leq \bar{\sigma}b\ avec\ \bar{\sigma}b = 15\ MPa$$

$$K = \frac{N_{SER}}{S} = 0.39$$

$$\sigma c = 0{,}39\ X2{,}62 = 1{,}03\ MPa$$

$\sigma c = 1{,}03\ MPa < 15\ MPa\ Condition\ vérifiée.$

Contrainte de l'acier

σ_S= min $\left\{2\frac{fe}{3}, 110\sqrt{n.f_{c28/}}\right\}$ =201.63MPA (Fissuration préjudiciable)

n =1,6 (Acier HA)

$$\sigma_S = 15\frac{N_S}{S}(d - Yc) = 37.3MPA < \overline{\sigma_S} = 240MPA\ CV$$

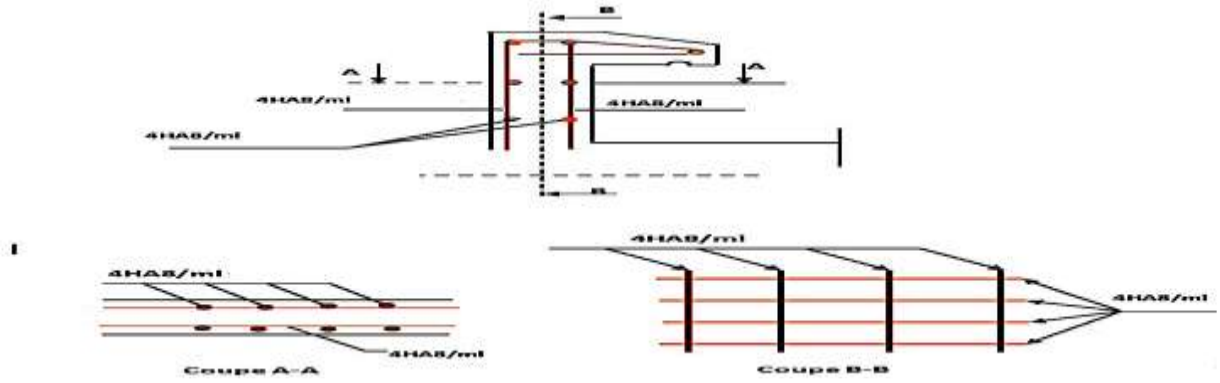


Figure 25. Ferraillage de l'acrotère

3. Escaliers

Les escaliers sont des éléments structurels permettant la circulation verticale entre les niveaux d'un bâtiment. En cas d'incendie, ils constituent une voie d'évacuation prioritaire. Structurellement, ils se composent d'une dalle inclinée appelée paillasse, supportant les marches, et de dalles horizontales nommées paliers. L'ensemble est réalisé en béton armé coulé en place.

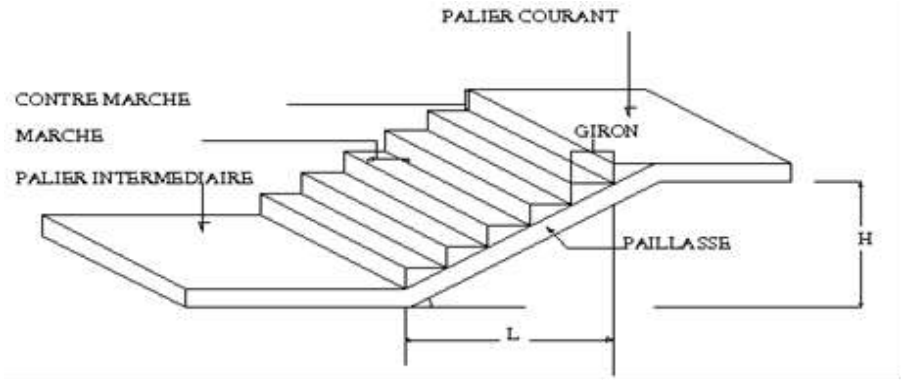


Figure 26. Eléments composants d'un escalier

Notations utilisées

G : giron,

h : hauteur de la contre marche,

ep : épaisseur de la paillasse,

H : hauteur de la volée,

L : longueur de la volée projetée

3.1 Prédimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des éléments importants et ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements …...).

Dans ce projet, les escaliers sont composés de deux volés à côté de l'ascenseur.

La loi de Blondel est une formule universelle qui régi le confort d'un escalier afin qu'il soit agréable à emprunter pour un usager. La loi de Blondel met en relation 2 dimensions qui sont la hauteur de marche et le giron et dont la formule est : $60\ cm \leq g + 2h \leq 64\ cm$

En prenant g =30 cm et h =17 cm, la relation de blondel est vérifiée car $g + 2\,x\,h = 64\ cm$.

Tableau 16. Caractéristiques de l'escaliers

	RDC - Etage courant
h_e (m)	3,06
N contre marches	18
N contre marches volée 1	9
N contre marches volée 2	9
$h_{volée1}$(m)	1,53
$h_{volée2}$ (m)	1,53
$l_{volée1}$ (m)	2.85

3.2. Combinaisons de charges

Les charges permanentes G et d'exploitation Q du palier et de la paillasse ayant été définies au Chapitre 2, les combinaisons d'actions sont établies conformément au règlement BAEL 91 :

- **À l'ELU :** 1,35 G + 1,5 Q
- **À l'ELS :** G + Q

Tableau 17. Charges de la dalle pleine du palier

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m²)
Revêtement Horizontale	28	0,025	0,7
Mortier de pose	18	0,02	0,36
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			**G = 5,53 (kN/m²)**
Charge d'exploitation			**Q = 3,5 (kN/m²)**

Tableau 18. Charges de la dalle pleine de la paillasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m²)
Revêtement horizontale	28	0,025	0,7
Revêtement verticale	28	0,025. (0,17/0,3)	0,39
Matière de pose	18	0,02	0,36
Poids propre de la paillasse	25	0,12/Cos29,54	3,45
Poids propre des marches	22	0,17 (1/2)	1,87
Enduit ciment	18	0,01	0,18
Charge permanente			**G = 6,95 (kN/m²)**
Charge d'exploitation			**Q = 3,50 (kN/m²)**

ELU $q_{palier} = 1,35 . 5,53 + 1,5 . 3,5 = 12,71$ kN/m

$q_{paillasse} = 1,35 . 6,95 + 1,5 . 3,5 = 13,58$ kN/m

ELS $q_{palier} = 5,53 + 3,5 = 9,03$ kN/m

$q_{paillasse} = 6,95 + 3,5 = 10,45$ kN/m

3.3 Calcul des sollicitations des escaliers

es escaliers du bâtiment sont de type droit à deux volées. En raison de la variation de hauteur entre le rez-de-chaussée et les étages courants, les schémas statiques diffèrent selon les niveaux.

La configuration géométrique de la cage d'escalier est détaillée dans la coupe en plan du

3.3.1 Etude et ferraillage de l'escalier

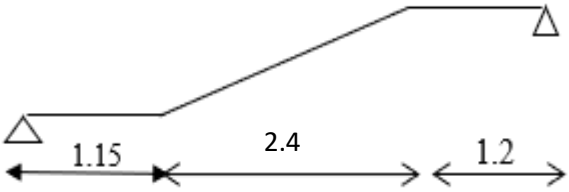
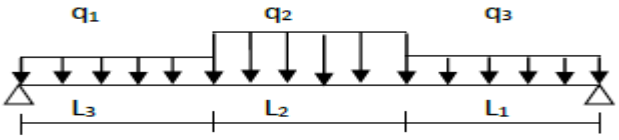


Figure 27. Dimensions de l'escalier

Les dimensions utilisées de l'escalier du sont schématisées sur la Figure 24 et leurs schémas statiques sont illustrées sur la Figure 27 et ainsi le calcul des autres paramètres de l'escalier sont citées ci-dessous.

Epaisseur de la paillasse et du palier : e_0 = 12 cm (pré dimensionnée au chapitre 2):



Pour les appuis simples, les escaliers sont partiellement encastrés et par conséquent le moment en appui n'est pas nul mais il est pris à 30% du moment maximal calculé. Le calcul est réalisé en utilisant RDM6 en ELU et en ELS (Figure 28 et 29).

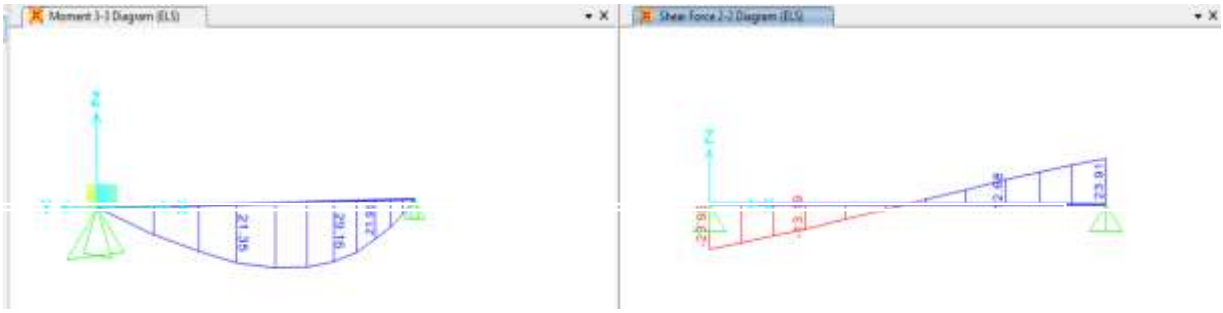


Figure 28. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELS

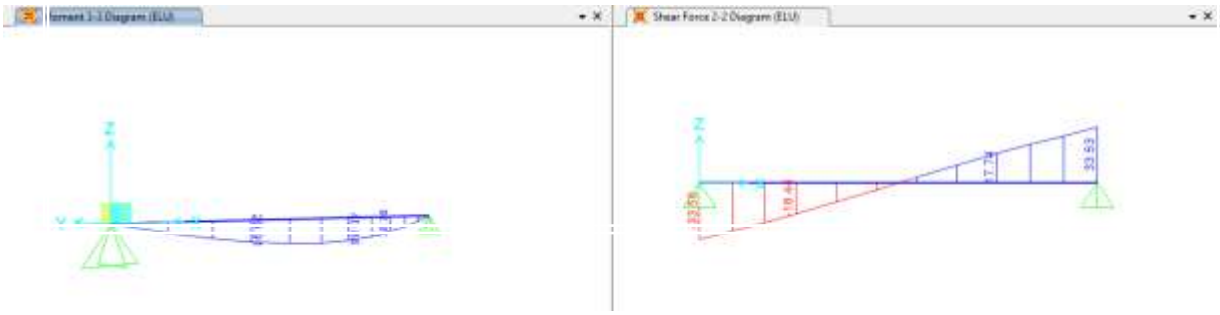


Figure 29. Diagrammes de M et T de l'escalier en ELU

Tableau 19. Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier en ELU

		Tmax [kN]	Mmax (appui) [kN.m]	Mmax (travée) [kN.m]
Etage	**Volée 1et 2**	33.58	-12.25	40.84

Tableau 20. Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier en ELS

		Tmax [kN]	Mmax (appui) [kN.m]	Mmax (travée) [kN.m]
Etage	**Volée 1 et 2**	28.95	-8.75	29.17

➢ Sur appuis $M_a = -12.25KN.m$

- **Armature principale**

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{12.25 \times 10^6}{100 \times (10.8)^2 \times 14,2} = 0.074$$

Section simplement armée

$\mu_b = 0,074 \Rightarrow \beta = 0.957$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{12.25 \times 10^6}{0,957 \times 108 \times 348} = 3.39 cm^2$$

A_s = 5HA10 = 3.93 cm^2 avec S_t = 20cm

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :

A_r = 4HA6 = 1.13 cm^2 . avec S_t = 25cm

- **En travée: $M_t = 40.84$ KN.m**

✓ Armature principale

$$\mu_b = \frac{M_{tu}}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{\mathbf{40.84} \times 10^6}{1000 \times (108)^2 \times 14{,}2} = 0{,}2466$$

Section simplement armée

$\mu_b = 0{,}2466 \Rightarrow \quad \beta = 0{,}8562$

$$\boldsymbol{A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \, f_e/\gamma_s}}$$

$$\boldsymbol{A_s = \frac{40.84 \times 10^6}{0936 \times 108 \times 348} = 12.69 cm^2}$$

Soit :

$A_t = 8HA14 = 12.32\ cm^2$ avec $S_t = 12$ cm.

✓ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{12.69}{4} = 3.17 cm^2$$

Soit :

$A_r = 5HA10 = 3.93cm$ avec $S_t = 20$ cm.

- **Vérification à l'E L U**

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0{,}23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2{,}1}{400} = 1.3 cm^2$$

$A_{min} < (A_{sa}, A_{sb}, A_s) \Rightarrow$ Condition vérifiée

✓ **Espacement des barres**

-armatures principales $S_{t.max} = 14\ cm \leq \min\{3h ; 33cm\} = 33\ cm \Rightarrow$ vérifiée

-armatures de répartition : $S_{t.max} = 20\ cm \leq \min\{4h ; 45cm\} = 45\ cm \Rightarrow$ vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \times d} = \frac{33580}{1000 \times 108} = 0{,}311 MPa$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = min(0.13 f_{c28}, 4MPa) = 3.25MPa$$

τ_u = 0,311MPa < $\bar{\tau}_u$ = 3,25MPa

Condition vérifiée.

- **Vérifications à l'ELS**

L'état limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

En travée : M_t = 29.16 KN.m

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100\times14.07}{100\times10.8} = 1.303 \quad .$$

$\rho_1 = 1.303 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0{,}847\,, K = 0{,}0567$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st}\beta_1 d} = \frac{29.16\times10^3}{1407\times0{,}847\times10.8} = 226.54MPa.$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 12.85MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

- **Appuis : M_a= -8.75 KN.m**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100\times3.93}{100\times10.8} = 0{,}364$$

$\beta_1 = 0{,}907$ K= 0,026

$$\sigma_s = \frac{8.75\times10^6}{393\times0.907\times108} = 227.34MPa$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 5.91MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPA$$

- **Etat limite de déformation (vérification de la flèche)**

$$f = \frac{5}{384}\frac{ql^4}{E_v I_0} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{685}{500} = 0.37cm$$

$f = 0{,}328cm < \bar{f} = 0.71cm \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée

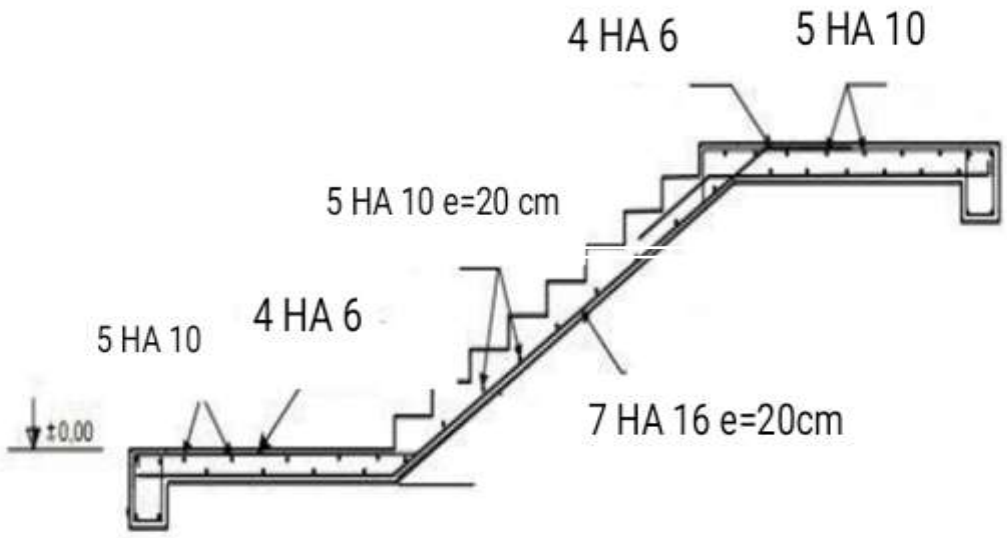


Figure 30. Ferraillage du volée 1 et 2 de l'escalier

4. Conclusion

L'étude et le calcul des éléments secondaires (escaliers, balcon et acrotère) ont permis de déterminer leur ferraillage optimal conformément aux règlements en vigueur (BAEL et RPA). Les escaliers (flexion simple) et le balcon (console horizontale) ont été dimensionnés pour résister aux charges d'exploitation en toute sécurité, tandis que l'acrotère a été calculé en flexion composée pour supporter son poids propre et les forces horizontales de sécurité.

En conclusion, ces éléments sont parfaitement aptes à assurer leur rôle fonctionnel et à transmettre efficacement leurs charges vers la structure principale du bâtiment.

Chapitre IV

ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction

Le séisme représente un risque naturel significatif qui peut entraîner des dommages considérables sur les structures et les installations. Dans le domaine de la structure, l'objectif essentiel de l'analyse sismique est la protection optimale des vies humaines lors d'une secousse déterminée selon le degré d'agressivité spécifique à chaque zone sismique. Dans ce cas, la structure peut être endommagée, mais elle ne risque pas de s'écrouler sur les personnes qui se trouvent à l'intérieur.

Ainsi, l'application des mesures stipulées dans le règlement parasismique Algériennes RPA2024. Cela permet de réduire les destructions et les pertes économiques.

On faire l'étude sismique pour assurer une meilleure résistance au séisme Nous avons réalisé la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel Robot Structural analyses 2015 d'Autodesk, qui est un outil de calcul numérique structuré.

2 Objectifs de l'étude sismique :(Domaine d'application).

Pour l'étude sismique, les normes de construction définissent les exigences initiales lors de la conception d'une structure. En plus de cela, des normes sont attribuées à la construction de structures dans les zones sismiques. En réalité, la conception parasismique ne se résume pas uniquement au dimensionnement, elle implique également plusieurs facteurs tels que la rigidité, la dissipation d'énergie…etc. Dans notre organisation, le système de contreventement est fourni de manière conjointe par des voiles et des portiques, dans les deux orientations du plan. Afin de garantir une meilleure performance sismique, il est préférable d'avoir une répartition aussi uniforme que possible des masses et des rigidités tant dans le plan horizontal que dans la direction verticale.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion.

3 Choix de la méthode de calcul

Selon le RPA2024, (page 73) le calcul des forces sismiques sur un bâtiment peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

3.1Méthode statique équivalente

3.1.1Principe

Les forces réelles dynamiques, qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

3.1.2 Modélisation

a) Le modèle du bâtiment à utiliser, dans chacune des deux directions de calcul, est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté, en translation horizontale par niveau, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée, à partir de sections non fissurées, pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

3.2 Méthode d'analyse modale spectrale

3.2.1Principe

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul (cf. § 3.3.3). Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure.

3.2.2 Modélisation

La modélisation doit considérer divers aspects:

a) Pour les structures régulières en plan, comportant des planchers rigides, l'analyse peut être faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté, dans chacune des deux directions de calcul, par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL (Degré De Liberté) en translation horizontale.
b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
c) Pour les structures régulières ou non, comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et modélisant, de manière adéquate, les masses et les rigidités.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte, par toute méthode scientifiquement prouvée, toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative. e) Le modèle de bâtiment, à utiliser, doit représenter, au mieux, les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (exemple: contribution des zones nodales et des éléments non-structuraux à la rigidité du bâtiment).

e) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie, la rigidité des éléments porteurs est calculée en considérant les sections non fissurées.

3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Outre les prescriptions données au § 4.1.3 b, le choix des séismes de calcul peut se faire en utilisant des accélérogrammes réels (enregistrés), simulés ou artificiels (synthétiques) (cf. § 3.3.4).

4 Modélisation de la structure

Cette partie de la note de calcul présente l'étude sismique du bâtiment conformément aux exigences du DTR BC 2.48 (RPA 2024). L'analyse a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analyse en appliquant une analyse modale spectrale. Toutes les vérifications réglementaires du RPA 2024 ont été effectuées afin de garantir la conformité de la structure aux normes en vigueur

4.1. Paramètres de calcul sismique

Tableau 21 : Paramètres de calcul sismique

Zone sismique	Groupe d'usage	Site[2]
V	Groupe 2	S3

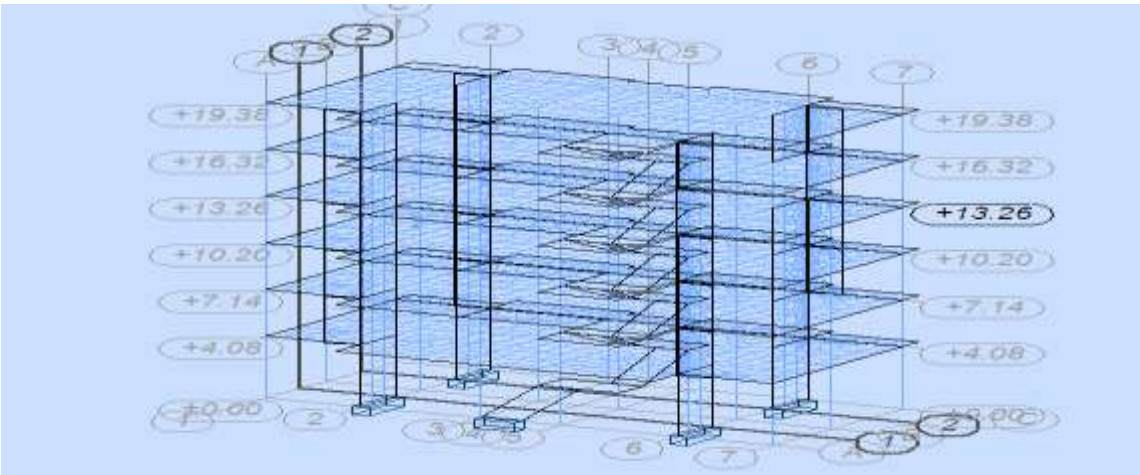


Figure 31 VUE LA STRUCTURE EN 3D

4.2. Calcul du facteur de Qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{Q} = \mathbf{1} + \sum_1^6 Pq$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non". Ses valeurs sont données aux tableaux suivants :

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Figure 32 facteur de Qualité

4.3. Coefficient de comportement global de la structure « R »

- **Système à contreventement mixte** : Equivalent à des voiles système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature Etude d'un bâtiment R + 5 à usage Habitation à Mostaganem 46 spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est
comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

R : coefficient de comportement de la structure donner par le tableau (3.17 selon le RPA 2024) Donc : R=4.5 (b) selon (RPA 2024)

5.Calcul de la force sismique (RPA 2024 Art. 3.3.3)

Le calcul des sollicitations sismique se fait par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale, L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

Figure 33 Valeurs caractérisant le spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S.\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1}.\left(2.5\ \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3}\right)\right] & si\ 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S.\left[2.5\ \frac{Q_F}{R}\right] & si\ T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right] & si\ T_2 \leq\ T < T_3 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2 T_3}{T^2}\right] & si\ T_3\ \leq T\ < 4s \end{cases}$$

Coefficient d'accélération de zone A	0.25
Coefficient d`importance I	1
Coefficient de site S	1.30
Limite inférieure des périodes T1 (s)	0.15
Limite supérieure des périodes T2 (s)	0.60
Début de la branche à déplacement spectral constant T3 (s)	2

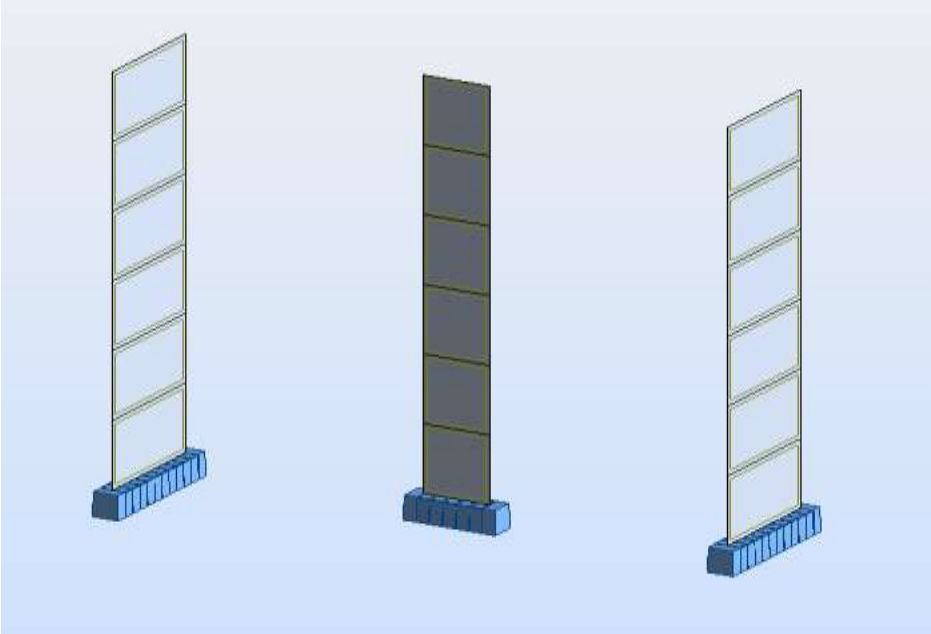


Figure 34 DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT

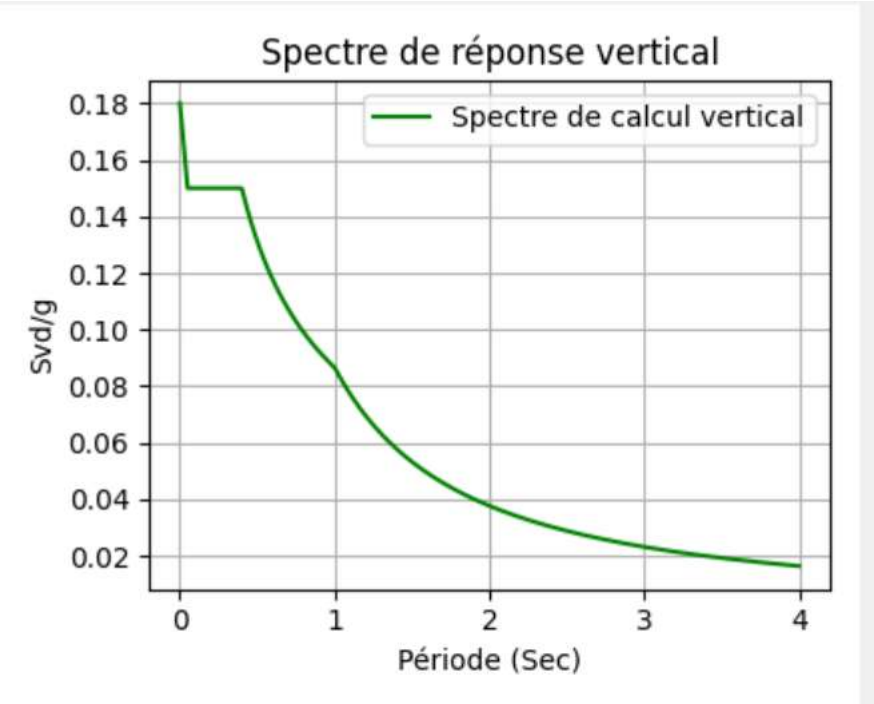


Figure 35 : Spectre de réponse

6. Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2024

- **Vérification du comportement dynamique Interpretation :**

Tableau 22: comportement dynamique

MODE	Comportement	Periode (s)
1	Translation suivant X	0.62
2	Translation suivant Y	0.41
3	TORSION	0.38

• Vérification ART 4.3.3 RPA 2024 :

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Directions X : Masse cumulée = 96.51%

Direction Y : Masse cumulée = 90.36%

La masse cumulée au dernier mode a dépassée les 90% suivant les deux directions X et Y

• Vérification ART 4.3.5 RPA 2024 :

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieur a 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale T_0.

7. Méthode d'analyse modale spectrale

7.1 Principe

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul (cf. § 3.3.3 selon RPA 2024). Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure

La force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \lambda . \frac{S_{ad}}{g}(T_0).W$$

Avec :

T0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée λ: Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

8.Résultats de la méthode modale spectrale

8.1 Période fondamentale de la structure

Selon le RPA 2024, la formule de la période fondamentale est : $^{3/4}$

T empirique = $C_T\ h_n$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau. h_N=20,69 m C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.3 du RPA 2024. C_T = 0,05

T = 0,485 s

8.1.1 Vérification de la période

La valeur de T calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % (RPA 2024). Le Tableau 23 montre la vérification de la période.

Tableau 23. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T [s]	1,3T [s]	Txmod [s]	Condition du RPA
0,485	0,63	0,62	Vérifiée

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

Donc selon le RPA 2024 on prend T_0= 0.63 s

Les périodes T_1 et T_2 sont données par le tableau 25 ci-dessous.

Tableau 25. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique

Spectre type 1 *(Zones IV, V et VI)*	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site: S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Avec :

T1 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site**. T_1 = 0,15 s** (Site S_3).

T2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **T_2 = 0,60 s** (Site S_3).

λ: Coefficient de correction trouver selon la condition est : **λ=0.85**

Donc : $A.I.S.[2.5 \frac{Q_E}{R}]$ car : $T_1 \leq T \leq T_2$

8.1.2 Calcul de poids total W de la structure

D'après le RPA 2024, le poids total de la structure $W=\sum_{i=1}^{n} Wi$

Selon le programme Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 le poids total de la structure est : **W= 13930.89KN**

8.1.3 Calcul de la force sismique avec la méthode statique équivalent

V_x =V_y = 2321.81KN

8.2Vérification du taux de participation modale

Le Tableau 24 des résultats dynamiques ci-dessous montre que l'absorption de 90 % de la masse est atteint.

Tableau 24. Taux de participation modale

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
6/ 1	1.61	0.62	85.85	0.01	0.0	85.85	0.01	0.0	910262.36	910262.36	0.0
6/ 2	2.42	0.41	85.92	61.31	0.0	0.07	61.31	0.0	910262.36	910262.36	0.0
6/ 3	2.63	0.38	86.02	74.83	0.0	0.10	13.52	0.0	910262.36	910262.36	0.0
6/ 4	4.96	0.20	96.51	74.84	0.0	10.49	0.01	0.0	910262.36	910262.36	0.0
6/ 5	7.12	0.14	96.54	82.65	0.0	0.03	7.81	0.0	910262.36	910262.36	0.0
6/ 6	9.24	0.11	96.54	90.36	0.0	0.00	7.71	0.0	910262.36	910262.36	0.0
6/ 7	9.58	0.10	99.09	90.43	0.0	2.55	0.08	0.0	910262.36	910262.36	0.0
6/ 8	15.35	0.07	99.13	93.51	0.0	0.04	3.08	0.0	910262.36	910262.36	0.0
6/ 9	15.68	0.06	99.58	93.67	0.0	0.45	0.16	0.0	910262.36	910262.36	0.0
6/ 10	17.66	0.06	99.59	94.49	0.0	0.01	0.82	0.0	910262.36	910262.36	0.0

8.3Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base V obtenue par la $_t$ combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée et si si V < 0,80 V, il faudra $_t$ augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport 0,8 V/V_t.

Le Tableau 25 donne la comparaison des calculs des efforts tranchants à la base de la structure par les deux méthodes.

Tableau 25. Vérification de l'effort tranchant à la base

Efforts Tranchants à la base	FX [kN]	FY [kN]
$V_t(x)$	1857.52	/
$V_t(y)$	/	1854.78
V(x)	**2321.81**	/
V(y)	/	**2321.81**
$\frac{V_t}{V}$	0,8	0,8
Condition	Cv	Cv

9. Vérification de la Structure

9.1Combinaisons d'actions

Les composantes de l'action sismique horizontales, notées EY sont appliquées suivant les deux directions orthogonales de la structure. Elles sont supposées indépendantes et sont représentées par le même spectre de réponse de dimensionnement.

Pour tenir compte de la simultanéité des secousses selon les deux directions (règle de Newmark à (30%), les actions sismiques de dimensionnement sont combinées aux charges permanentes et aux charges d'exploitation à l'aide des formules suivantes :

$$\begin{cases} G + \psi . Q + E1 \\ G + \psi . Q + E2 \end{cases}$$

où:

- G: charges permanentes
- Q: charges d'exploitation, non pondérées et:

$E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey$

$E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey$

9.2Justification vis-à-vis de la résistance

La condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, leurs assemblages, ainsi que les éléments non structuraux critiques :

Sd ≤Rd où:

Sd : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons des équations précédentes, incluant éventuellement les effets du 2° ordre.

Rd : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

9.3 Justification vis-à-vis de la ductilité

La ductilité requise pour la structure est présumée satisfaite. Celle-ci est assurée par le respect systématique des prescriptions constructives réglementaires appliquées aux matériaux (béton et aciers) ainsi qu'au dimensionnement des éléments de la structure (zones critiques, enrobage, confinement et ratios d'armatures).

9.4 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

L'équilibre d'ensemble de la structure est contrôlé par rapport au niveau bas des fondations. Il s'agit de s'assurer que l'ouvrage résiste aux sollicitations de renversement et de glissement engendrées par les combinaisons d'actions (notamment sismiques).

Le moment de renversement est déterminé en cumulant le produit des forces latérales de chaque niveau par leur bras de levier depuis le fond de fouille. Le moment stabilisant est évalué au bord le plus sollicité de la semelle/dallage en intégrant la masse sismique du bâtiment ainsi que le poids mort des fondations et du remblai. Le rapport entre le moment stabilisant et le moment de renversement doit être supérieur ou égal à 1,30. Enfin, si la configuration de l'ouvrage exige une vérification au glissement, un coefficient de sécurité minimal de 1,25 est appliqué.

9.5 Justification vis-à-vis de la résistance des planchers

Les planchers doivent présenter une capacité suffisante pour distribuer et transmettre les efforts sismiques de calcul (selon le § 6.1.2) aux éléments verticaux de contreventement.

Afin de garantir une transmission sûre et d'assurer une sur-résistance suffisante des diaphragmes horizontaux vis-à-vis des assemblages et des systèmes de contreventement auxquels ils sont liés, les efforts sismiques issus de l'analyse et agissant dans le plan du diaphragme doivent être majores par un coefficient de sur-résistance $\varphi = 1.3$ selon la combinaison de charges suivante :

$$\begin{cases} G + \psi . Q \pm 1.3Ex \\ G + \psi . Q \pm 1.3Ey \end{cases}$$

9.6. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS étage page(80)

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\boldsymbol{\delta_k = \frac{1}{Qf} (R^* \delta_{ek})}$$

$\boldsymbol{\delta}_{ek}$: déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

- ✓ le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal :

$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Déplacements en robot :

Tableau 26. déplacements relatifs latéraux

DIRECTION X						
Etage	H (m)	R/Qf	δ_{kx} (cm)	Δx (cm)	$\bar{\Delta}$(cm)	Condition X
1	4.08	3.40	0.609	0.066	3.060	OK
2	3.06	2.55	0.425	0.087	2.295	OK
3	3.06	2.55	0.407	0.099	2.295	OK
4	3.06	2.55	0.348	0.099	2.295	OK
5	3.06	2.55	0.309	0.093	2.295	OK
6	3.06	2.55	0.262	0.083	2.295	OK

DIRECTION Y						
Etage	H (m)	R/Qf	δky (cm)	Δx (cm)	$\bar{\Delta}$(cm)	Condition X
1	4.08	3.40	0.131	0.066	3.060	OK
2	3.06	2.55	0.174	0.087	2.295	OK
3	3.06	2.55	0.198	0.099	2.295	OK
4	3.06	2.55	0.197	0.099	2.295	OK
5	3.06	2.55	0.186	0.093	2.295	OK
6	3.06	2.55	0.166	0.083	2.295	OK

9.7 Vérification de l'effet P-Δ

Définition :

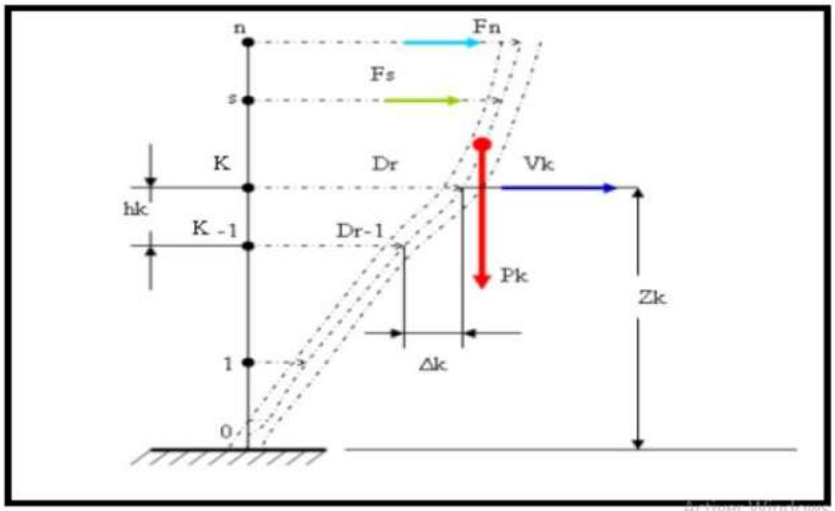


Figure 37 l'effet P-Δ

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un noeud de la structure par le déplacement horizontal du noeud considéré.

Les effets du 2° ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_{K*}\Delta_K}{V_{K*}h_K} \leq 0.10$$

PK: poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "K".

VK: l'effort tranchant d'étage au niveau "K" ($V_K = \sum F_i$).

ΔK : Le déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau " K_{k-1}"

hK: hauteur de l'étage "K".

✓ Direction X :

Tableau 27. Vérification de l'effet P-Δ sens XX

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-8926.6	2.0706	1456.14	4.08	0.03111	OK
2	-7303.8	1.08375	1341.4	3.06	0.01928	OK
3	-5760.2	1.03785	1168.3	3.06	0.01672	OK
4	-4216.7	0.8874	937.05	3.06	0.01305	OK
5	-2673.1	0.78795	651.63	3.06	0.01056	OK
6	-1141.2	0.6681	308.58	3.06	0.00807	OK

Tableau 28. Vérification de l'effet P-Δ sens YY

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-8926.6	0.4454	1343.13	4.08	0.00213	OK
2	-7303.8	0.4437	1271.94	3.06	0.00327	OK
3	-5760.2	0.5049	1139	3.06	0.00327	OK
4	-4216.7	0.50235	942	3.06	0.00288	OK
5	-2673.1	0.4743	678.77	3.06	0.00239	OK
6	-1141.2	0.4233	337.78	3.06	0.00183	OK

9.8Vérification de la classification du système de contreventement

La structure adopte un système à contreventement mixte équivalent à des voiles, auquel est associé un coefficient de comportement R = 4,5. Ce mode constructif assure le transfert simultané des sollicitations verticales et latérales à travers l'interaction entre les portiques et les voiles en béton armé.

Pour valider cette classification conformément à la réglementation (RPA), la part d'effort tranchant reprise par les voiles au niveau de la base doit impérativement s'inscrire dans une fourchette de 50 % à 65 % de l'effort tranchant total de l'ouvrage. La vérification de cette répartition est récapitulée et confirmée dans le Tableau 3.1.

Tableau 29. Taux des efforts tranchants à la base totaux et portées par les voiles

Efforts Tranchants à la base	FX [kN]	FY [kN]
$V_{voiles}(x)$	1456.97	/
$V_{voiles}(y)$	/	1343.96
V(x)	**2321.81**	/
V(y)	/	**2321.81**
$\frac{V_{voiles}}{\quad}$	0.62	0.57

9. Conclusion

L'étude dynamique a permis d'appréhender le comportement de la structure sous sollicitation sismique et d'en vérifier la capacité résiduelle. La disposition stratégique des voiles de contreventement assure un comportement parasismique optimal à l'ouvrage. En satisfaisant à l'ensemble des vérifications réglementaires dictées par le RPA 2024, le bâtiment étudié démontre une conception sûre et parfaitement adaptée aux exigences de la construction parasismique.

CHAPITRE VI

ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1. Introduction

L'ossature est conçue comme un portique tridimensionnel rigide, combinant poteaux, poutres et voiles porteurs. Cette configuration permet de reprendre l'intégralité des sollicitations gravitaires et sismiques, puis de les acheminer de manière continue vers le sol de fondation. Le comportement global de l'ouvrage a été étudié à l'aide du logiciel d'analyse par éléments finis Robot Structural Analysis Professional 2014. L'extraction des efforts internes aux nœuds et dans les sections critiques, suivant les combinaisons de charges requises, sert de base au calcul des armatures.

Le ferraillage des éléments structurels respecte strictes dispositions techniques du BAEL 91 pour le dimensionnement sous charges permanentes/d'exploitation et du RPA 2024 pour le comportement parasismique.

2. Etude des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux dont la fonction principale est de reprendre les charges transmises par les planchers (dalles) et de les acheminer vers les éléments porteurs verticaux (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées en flexion simple conformément aux dispositions du BAEL 91, puis soumises aux vérifications et dispositions constructives minimales requises par le RPA 2024.

2.1 Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024

Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 60 ϕ (zone V).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0{,}003.S.b$

- L’espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA 2024 exige un minimum de (h/4, 12ϕ) et en dehors de la zone nodale l’espacement doit être de $s \leq h/2$.

2.2 Ferraillage des poutres

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91:

ELU : 1,35 G + 1,5 Q

ELS : G + Q Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

G+ψ.Q+E1

G+ψ.Q+E2

E1 =±Ex±0.3Ey

E2 =±0.3Ex±Ey

Les sollicitations de calcul (moments fléchissants M et efforts tranchants V) au niveau des portées et des appuis des poutres principales (chaînages) et secondaires ont été déterminées à l'aide du logiciel d'analyse structurale par éléments finis Robot Structural Analysis Professional 2014. L'ensemble des valeurs enveloppes est regroupé dans le Tableau 30 ci-dessous

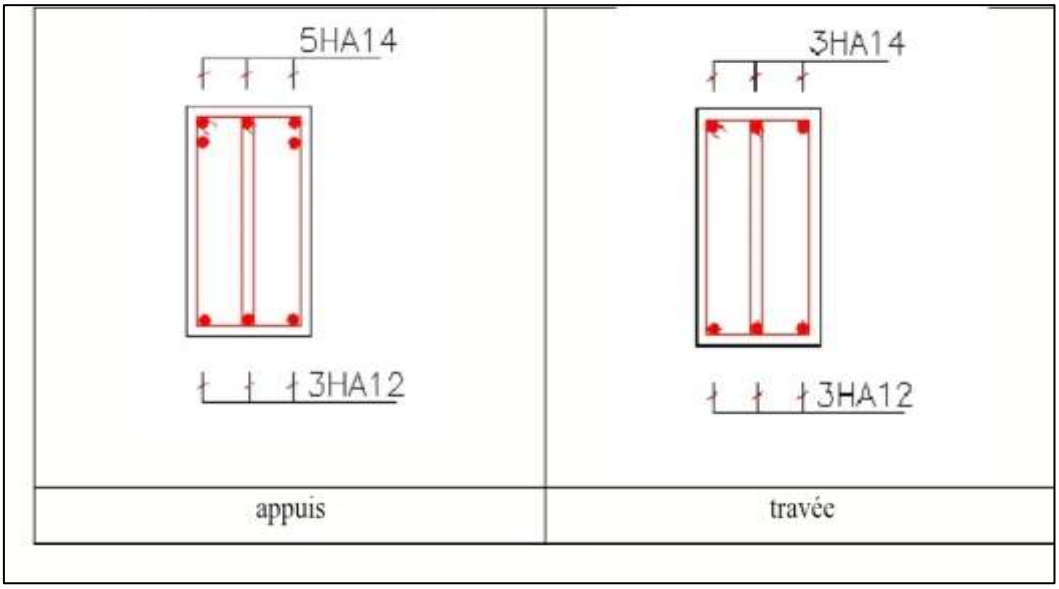
Tableau 30. Sollicitations de calcul maximales des poutres

Combinaisons	Sollicitations	Poutres Principales (kN.m)	Poutres Secondaires (kN.m
E.L.U :	Moment en travée M_t	65.09	62.03
	Moment en appui M_a	-84.19	-18.19
E.L.S :	Moment en travée M_t	47.57	45.27
	Moment en appui M_a	-61.04	-13.23
A.C.C :	Moment negative M	-85.91	-75.30
	Moment positive M	29.59	9.61

Le Tableau 33 résume le ferraillage des poutres principales et des poutres secondaires et leurs croquis de ferraillage sont schématisées dans les Figures 38 et 39.

- poutre principale

Figure 38. Croquis de ferraillage de la poutre principale



- **Poutre secondaire :**

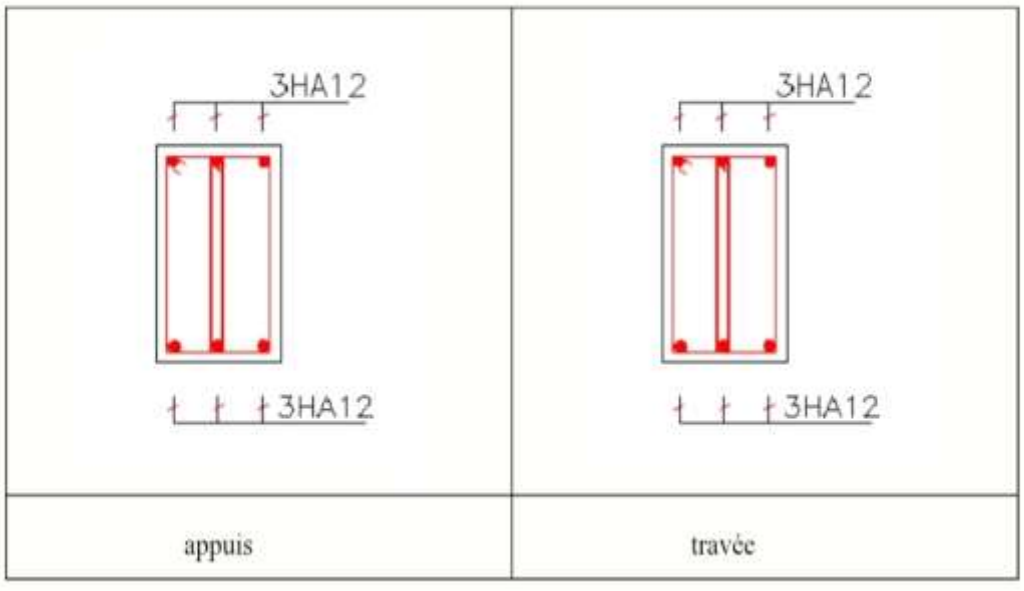


Figure 39. Croquis du ferraillage de la poutre secondaire

2.3 Exemple de calcul du ferraillage d'une poutre

Ferraillage de la poutre principale en travée

M_t = 65,09 kN.m

$\mu = \frac{65.09 \times 10^3}{14.17 \times 300 \times 405^2} = 0.093 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ pas besoin d'armatures comprimées

$\alpha = 0.122$; $\beta = 0.951$ et $A_S = \frac{65.09 \times 10^3}{348 \times 0.951 \times 405} = 4.86\ cm^2$

$A_{s\ min\ BAEL} = 0.23bd = 1.63\ cm^2$ $A_{min\ RPA} = 0.5\%bh = 6.75\ cm^2$ 5

- Vérification à l'ELS

$\sigma bc \leq \sigma bc'$

$\boldsymbol{\sigma' bc} = \frac{Mser * y}{I}$

$\sigma bc = 0.6 \times fc28 = 0.6 \times 25 = 15MPa$

En travée :

Mt=47.57 KN.m

Position de l'axe neutre :

$\frac{b}{2} * Y^2 + \eta \times As' (y - c') - n \times As(d - y) = 0$

Avec n=15

$h \times As' (y - c') = 0$

$\frac{30}{2} Y^2 - 15 \times 9.24 \times (45 - y) = 0$

Y= 15.22cm

Moment d'inertie :

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

I= 123870 cm^4

$$\sigma b = \frac{47.57 * 10^6}{123870 * 10^4} * 15.22$$

$$\sigma b = 5.84$$

$$\sigma b \leq 15 \rightarrow C.Vérifier$$

Tableau 31: Vérification a l'ELS de la poutre principale

σbc [MPa]	σ adm [MPa]	Condition
5.84	**15.22**	**Condition vérifiée**

- **État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 modifie 99 Art A.5.4.3**

  Fissuration : préjudiciable

  La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante:

$$\boldsymbol{\sigma}\text{st} = \frac{Mser}{I} * (d - y)$$

σst [MPa]	σst adm [MPa]	Condition
201.6	**145.8**	**Condition vérifiée**

L'espacement des armatures transversales

En zone nodale $S_t \leq \min(h/4 ; 12\Phi lmin) = 12{,}5\ cm$. On choisit S_t = 10 cm En zone courante

$S_t \leq h/2 = 25\ cm$ On choisit S_t = 20 cm.

Ferraillage de la poutre principale en Appuis M_a = 85,91

kN.m

$\mu = \frac{85.91 \times 10^3}{18.48 \times 300 \times 405^2} = 0.094 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ pas besoin d'armatures comprimées

$\alpha = 0.1243; Z_C = 38.48cm$ et $A_S = \frac{85.91 \times 10^3}{38.48 \times 400} = 5.58\ cm^2$

$A_{s\ min\ BAEL} = 0.23bd = 1.63\ cm^2$ $A_{min\ RPA} = 0.5\%bh = 6.75\ cm^2$ 5

- Vérification à l'ELS

σbc ≤ σbc'

$$\boldsymbol{\sigma'bc} = \frac{Mser * y}{I}$$

σbc = 0.6 × fc28 = 0.6 × 25 = 15MPa

En Appuis :

Mt=-61.04KN.m

Position de l'axe neutre :

$\frac{b}{2} * Y^2 + \eta \times As' (y - c') - n \times As(d - y) = 0$

Avec n=15

h × As' (y − c′) = 0

$\frac{30}{2}Y^2 - 15 \times 11.5 \times (45 - y) = 0$

Y= 16.33cm

Moment d'inertie :

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

I= 144359 cm^4

$$\sigma b = \frac{61.04 * 10^6}{144359 * 10^4} * 16.33$$

$$\sigma b = 6.9MPA$$

$$\sigma b \leq 15 \rightarrow C.Vérifier$$

Tableau 32: Vérification a l'ELS de la poutre principale

σbc [MPa]	σ adm [MPa]	Condition
6.9	**16.33**	**Condition vérifiée**

- **État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 modifie 99 Art A.5.4.3**

  Fissuration : préjudiciable

  La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante:

$\boldsymbol{\sigma}$st =$n.\frac{Mser}{I} * (d - y)$

σst [MPa]	σst adm [MPa]	Condition
201.6	**15 3.3**	**Condition vérifiée**

L'espacement des armatures transversales

En zone nodale $S_t \leq \min(^h/_4 ; 12\Phi lmin) = 12{,}5\ cm$. On choisit S_t = 10 cm En zone courante

$S_t \leq {}^h/_2 = 25\ cm$ On choisit S_t = 20 cm.

Tableau 33. Tableau récapitulatif du ferraillage des poutres

Désignation	A calculée (cm2)		Amin (BAEL) (cm^2)	Amin (RPA) (cm^2)	Choix	
	A_t	A_a			En travée	En appui
Poutre Principale	4.86	6.86	1,63	6,75	6 HA 14+3HA12	5HA 14+3HA 12
CS CC	4.62	1.31	1,30	4.5	6 HA 12	6HA12

3. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens (M_y et M_z), donc les poteaux sont sollicités en flexion composée déviée. La section d'acier est calculée en prenant en compte les trois types de sollicitations suivants :

- Effort normal maximal et le moment fléchissant correspondant.
- Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.
- Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.

3.1 Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024

Les armatures longitudinales (art.7.4. Page 105)

➢ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

➢ Le pourcentage minimal est de: 1,0 % (Zone IV).

➢ Le pourcentage maximal et de :

4 % en zones courantes.

6 % en zones de recouvrement.

➢ Le diamètre minimal est de 12mm.

➢La longueur minimale des recouvrements est de : 60ϕ (Zone IV).

➢La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser

15cm (zone IV).

➢Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

3 .2. Les armatures transversales

L'article (**7.4. Page 106)** des mêmes règles recommande que :

L'espacement (**t**) des armatures transversales doit être au plus égale aux valeurs maximales suivantes qui correspond à la zone sismique **IV** :

Dans la zone nodale : t ≤ Min (b0/3,10 cm , 60Øl) en zone **IV**

Dans la zone courante : t' ≤ Min (b1/2 ; h1/2 ; 10Øl) en zone **IV**

Où φL : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➢ La quantité **d'armatures transversales minimale** $At/t \cdot b1$ **en %** est donnée comme suit :

0,3 % Si : ≥ 5

0,8 % Si : ≤ 3

Si 3 < $\lambda\ g$ < 5 interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

λg : est l'élancement géométrique du poteau : = (***L af*** **ou** ***L bf***)

Avec a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Lf : Longueur de flambement du poteau.

➢ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10Ø** minimum.

➢ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (Ø cheminées>12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la Hauteur de poteaux

➢ Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

3.3 Ferraillage des poteaux

Pour chaque combinaison d'efforts internes, la section d'acier est déterminée afin de garantir la résistance et la stabilité adéquates du poteau.

Les combinaisons fondamentales selon le BAEL 91:

ELU : 1,35 G + 1,5 Q

ELS : G + Q Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

G+ψ.Q+E1

G+ψ.Q+E2

E1 = ±Ex±0.3Ey et E2 = ±0.3Ex±Ey

Les moments fléchissants et les efforts tranchants des poteaux sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnal 2014 et les résultats sont regroupées dans le Tableau 34 cidessous.

Tableau 34. Eléments de réduction les plus défavorables des poteaux

Poteaux/Combinaisons		**Sollicitations en Kn**
45 x 45 cm^2	ELU	$N_{x\ max}$ = 1059.59kN; $M_{y\ corr}$ = 10.22kN; $M_{z\ corr}$ = -33.82kN.m
	ELS	$N_{x\ max}$ = 770.09kN; $M_{y\ corr}$ = 7.46kN.m; $M_{z\ corr}$ =-24.57kN.m
	ACC	$N_{x\ max}$ = 815.78kN; $M_{y\ corr}$ = 24.51Kn.m; $M_{z\ corr}$ = 204.09kN,m
40 x 40 cm^2	ELU	$N_{x\ max}$ = 644.91kN; $M_{y\ corr}$ = 10.66kN.m; $M_{z\ corr}$ =26,18kN.m
	ELS	$N_{x\ max}$ = 469,48kN; $M_{y\ corr}$ = 7.75kN.m; $M_{z\ corr}$ = -19,48kN.m
	ACC	$N_{x\ max}$ =487.3kN; $M_{y\ corr}$ =-103.01Kn.m; $M_{z\ corr}$ = 36.05Kn.m
35 x 35 cm^2	ELU	$N_{x\ max}$ = 280.12kN; $M_{y\ corr}$ = 8.12kN.m; $M_{z\ corr}$ =22,08kN.m
	ELS	$N_{x\ max}$ = 204.02kN; $M_{y\ corr}$ =5.94kN.m; $M_{z\ corr}$ = -18.51kN.m
	ACC	$N_{x\ max}$ = 366.06kN; $M_{y\ corr}$ = -51.09 kN.m; $M_{z\ corr}$ = -27.34kN

Le ferraillage du poteau se fait à la flexion composée déviée selon le schéma de la section de ferraillage de la Figure 40 et le Tableau 35 résume le ferraillage des poteaux et leurs croquis de ferraillage sont schématisées dans la Figure 40.

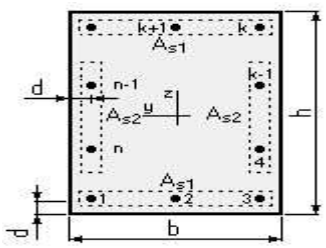


Figure 40. Section de ferraillage du poteau

Tableau 35. Tableau récapitulatif du ferraillage des poutres

Dimensions des Poteaux (cm^2)	A calculée (cm2)		Amin (BAEL) (cm^2)	Amin (RPA) (cm^2)	Choix
	As1	As2			
45 x 45	6.6	4.8	2,73	20,25	12HA16
40 x 40	4,72	2,92	2,17	16	4HA16+8HA14
35 x 35	2.84	1,96	1,90	12,25	12HA14

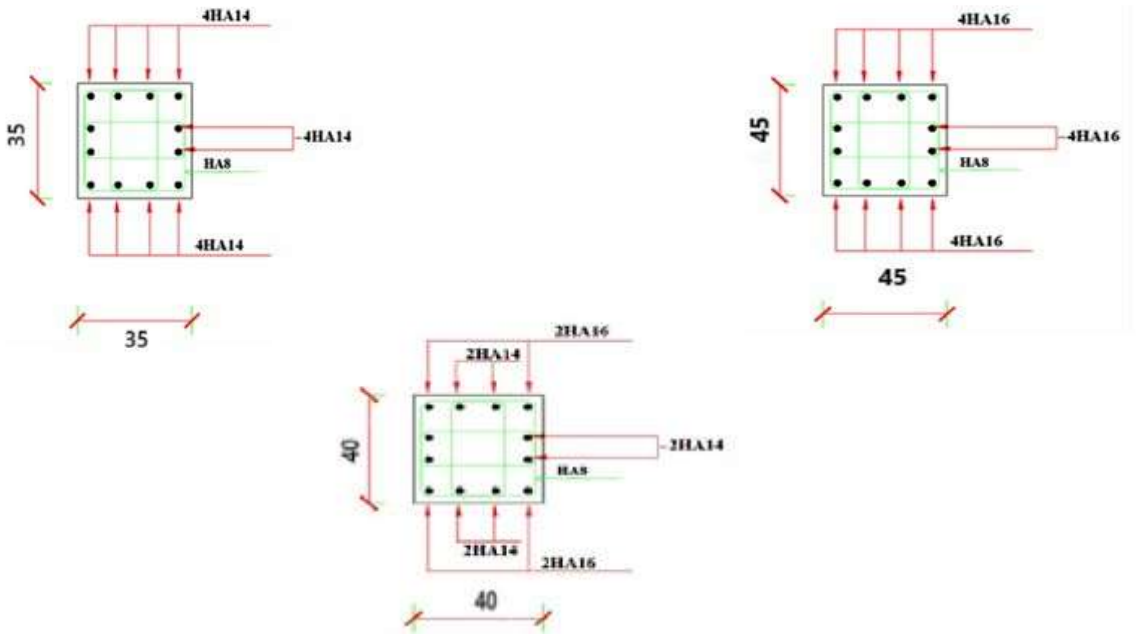


Figure 41. Croquis du ferraillage des poteaux

3.4 Exemple de calcul du ferraillage d'un poteau

L'exemple choisi est le ferraillage du poteau de dimensions 45 x 45 cm^2 du RDC (Figure 35), ayant les caractéristiques suivantes : S = 45X45 ; C = C' = 5 cm **;** Acier Fe E400; d = 0,9h = 40.5 cm.

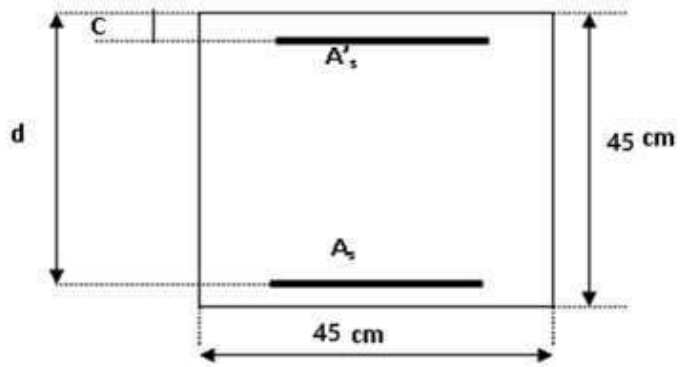


Figure 42. Coupe du poteau 45 x 45 cm^2

{ $N_{x\,max}$ = 1059.59kN; $M_{y\,corr}$ = 10.22kN; $M_{z\,corr}$ = -33.82kN.m

- Pour : N max et M correspondant

• b = 45 ; h = 45.

eg = $\frac{M}{N} = \frac{33.82}{1059.59}$ = **0.0391 m**.

eg< $\frac{h}{2} = \frac{45}{2}$ = **22.5 m**

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA')

Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

(a)= Nu × (d – d') - MUA

(b)= (0.337 × h – 0.81 × d') b$h^2\sigma bc$

$$\boldsymbol{M_{uA}} = M + N \times (d - h/2) = 73.01 + 1059.59 \times (0.405 - 0.45/2) = \mathbf{263.74}\ \boldsymbol{kn}.m$$

(a) =[1059.59× (0.405 – 0,04) –263.74] = **117.71 kn.m** ……..... (a)

(b)= (0.337 × 0.45 – 0.81 × 0.045) × 0.45 ×0.45^2 × 14,17× 10^3 =**148.09**……..… (b)

(a) ≤ (b) Vérifiée

Position du point application de l'effort normal N est $e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{33.82}{1059.59}$= 3,19 cm <7.5

L'effort normal de compression N est appliqué à l'interieur de la moitie de la hauteur de noyau central (compression excentrée).

Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée

$$\boldsymbol{e_0} = 3{,}19\ \text{cm} \leq \max\left[15; \frac{20.\,e0}{h}\right] = 15$$

Le calcul de la section se fera en flexion compose par la

majoration des sollicitations comme suit:

$N' = N$

$M' = N.\ (e_0 + e_a + e_2)$

Efforts majorés : $N' = 1059.59$ kN et $M' = 73{,}01$ kN. m

- **Vérification si la section est entièrement comprimée**

$$(0{,}337h - 0{,}81c_1).\sigma_b.b.h \leq N'(d - c_1) - M'_1\,1$$

$$(0{,}337h - 0{,}81c_1).\sigma_b.b.h = 332.18\ \text{kN. m}$$

L332.18 kN. m> 308.44 kN. m

- **Vérification dSe l'existence de l'armature comprimée**

  $\mu = 0{,}279 < \mu_L = 0{,}392$, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- **Calcul des armatures par la méthode de la superposition des états**

Moment limite : $M'_{11} = \mu_L.\sigma_b.b.d^2$= 0,392 . 14,2 . 45 . 45^2= 410.02 kN.m

Moment résiduel : $\Delta M'_1 = M'_1 - M'_{11}$= - 146,28 kN.m

$\Delta M' = -146{,}28 < 0.4 \times M'_1 = 105.5$

$1000\,\varepsilon_L = \frac{f_e}{200\gamma_s} = 1{,}739 \quad \propto_L = \frac{3{,}5}{3{,}5+1{,}739} = 0{,}668 \quad \beta_L = 1 - 0.4 \propto_L = 0{,}733$; ;

$A_{11} = \frac{M'_{ua}}{\sigma S \times \beta L \times d} = 25.51 cm^2$

A' = 0 et $A_1 = A_{11} + A_{12}$ = 49,10

$A' = 0\ et$ A = A_1 =A11+A12 =25.51 cm²

En flexion composée A

$A = A_1 - \frac{N}{\sigma s} = -4.94 cm^2 \Longrightarrow A_{ELU} = 0$

Situation accidentelle (SA) N = 815.78 kN et M = 204.09 kN. m

Position du point application de l'effort normal de traction N

e0 = $\frac{M}{N} = \frac{204.09}{815.09}$ = **0.25 m**.

e0< $\frac{h}{2} = \frac{45}{2}$ = **22.5 m**

L'effort normal de traction N est appliqué entre les armatures (section entièrement tendue).

Détermination des armatures: A_1 = 0

Ferraillage minimal (BAEL) A_{min} = 0,23. b. d. $\frac{f_{t28}}{f_e}$ = 0,23.45.40.5. $\frac{2,1}{400}$ = 2,2 cm²

A_{MIN}^{RPA} = max (A_{cal}; A_{min}) = max (1,84; 2,72) = 16.2 cm²

Conclusion

A_{MIN} = max(A_{sdt}; A_{SA}; A_{cnf}) = max(0; 8.1 cm²)=8.1cm²

A_{inf} = max(A_{sdt}; A_{SA}; A_{cnf}) = max(0; 8.1 cm²)=8.1cm²

A_{sup} = max (A_{cal}; A_{min}) = max (0; 8.1) = 8.1 cm²

Choix des armatures de ferraillage

12 HA 16 ⇒ A_{sup} + A_{inf} = 16.2 cm²

4. Ferraillage des voiles de contreventement

4.1. Introduction

Les voiles sont calculés en flexion composée et au cisaillement. Le ferraillage se compose :

- d'armatures verticales (reprises des moments de flexion)
- d'armatures horizontales (reprise de l'effort tranchant)

Les prescriptions du RPA 2024 (art. 7.7) et du BAEL sont appliquées.

4.2 Prescriptions pour le ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 2024

a- Prescription pour les aciers verticaux:

Aciers verticaux Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500mm. Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur **b w** de l'âme. L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Prescription pour les aciers horizontaux : RPA2024 page 124

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant

Règles communes

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$s \leq \min(1.5bw, 25\ cm)$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m². (7.32) Le

Diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $(bw \div 10)$.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de0.2 %.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

• 50φl pour les barres situées dans les zones I, II et III

4.3Etude de la section soumise à la flexion composée:

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER-BERNOULLI:

$$\sigma max = \frac{N}{B} + M\frac{V}{I}$$

$$\sigma min = \frac{N}{B} - M\frac{V}{I}$$

Avec :

B: section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V': bras de levier; V=V'= L voile /2

6min -.L 2

$$Lt = \frac{\sigma min}{\sigma max + \sigma min}.L$$

L: longueur tendue

Lc : longueur de la zone comprimée

Remarque:

Si $\boldsymbol{\sigma\ max}$ et $\boldsymbol{\sigma\ min}$ sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si $\boldsymbol{\sigma\ max}$ et $\boldsymbol{\sigma\ min}$ sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC)

Si $\boldsymbol{\sigma\ max}$ et $\boldsymbol{\sigma\ min}$ sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC)

A- Section partiellement comprimée (tendue):

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu:

[u]en utilisant les triangles semblables:

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par:

$T=\sigma max \times a \times Lc/_2$

T s : l'effort de traction dans la zone tendue

a: épaisseur

La section d'acier nécessaire est donnée par:

$$As = \frac{Ts}{\left(\frac{Fe}{ys}\right)} = \frac{Ts}{\sigma s}$$

Avec y s=1

La section d'armature minimal est: Amin=0,2%.a.Lt

Av=max (A v , A min)

C- Section entièrement comprimée:

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferraillage minimum).

-Combinaisons de calcul :

Selon le RPA 2024 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$G + \Psi Q \pm E \; et \;)$

4.3 Calcul du ferraillage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courante et about) pour toute la largeur du voile :

Vérification vis à vis de RPA : article 7.7.3.3

4.3.1 Exemple de calcule de ferraillage

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferraillage d'un seul voile (h= 3,06m) pour différent Sollicitations. Mais le ferraillage des autres voiles sera mentionné dans un Figure qui récapitule le ferraillage des autres voiles.

Figure 43. récapitule le ferraillage des autres voiles

Panel/Cut/Case	NRx (kN)	MRz (kNm)	TRy (kN)	TRz (kN)
65/ 88-1026/ 4 (C)	-411.31>>	5.34	16.97	-1.55
65/ 85-860/ 4 (C)	-475.53<<	3.32	21.47	10.49
65/ 88-1026/ 4 (C)	-411.31	5.34>>	16.97	-1.55
65/ 85-860/ 4 (C)	-475.53	3.32<<	21.47	10.49
65/ 85-860/ 4 (C)	-475.53	3.32	21.47>>	10.49
65/ 88-1026/ 4 (C)	-411.31	5.34	16.97<<	-1.55
65/ 85-860/ 4 (C)	-475.53	3.32	21.47	10.49>>
65/ 88-1026/ 4 (C)	-411.31	5.34	16.97	-1.55<<

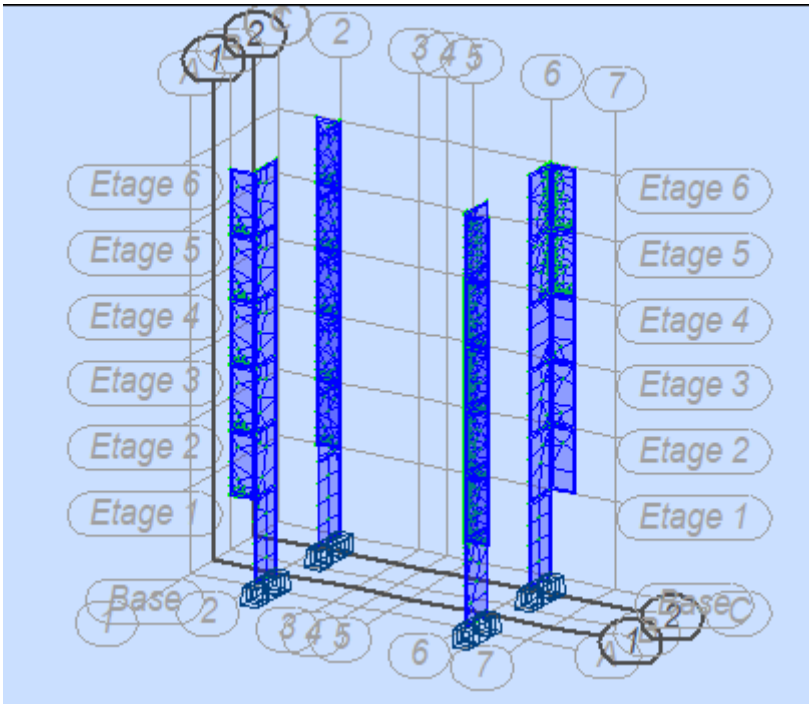


Figure 44. les voiles

1. **Armatures verticales**

Voile étudié : longueur *L*=5,80m, épaisseur *b*=20cm, hauteur *h*=3,40m.

Tableau 36. Eléments de réduction les plus défavorables des voiles

Combinaisons	Voiles 1		
	N(KN)	M(kn.m)	T(KN)
ELU(N max ; T max; M max)	942.39	77.54	84.53

4.4 Ferraillage des voiles

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération selon le BAEL 91 et le RPA 2024 sont citées ci-dessous.

ELU : 1,35G + 1,5Q; ELA : G + Q ± E et 0,8G ± E et ELS : G + Q

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier Robot Structural Analysis Professionnal 2014 et selon les valeurs des éléments de réduction, les voiles ont été classés en 2 types (Figure 37) et les sollicitations maximales sont consignées dans le Tableau 36.

Nous allons procéder au ferraillage des voiles des étages à l'aide du logiciel Robot 2014. Le calcul se fait en flexion composer par cartographie on tire la section de ferraillage du sens X et sens Y

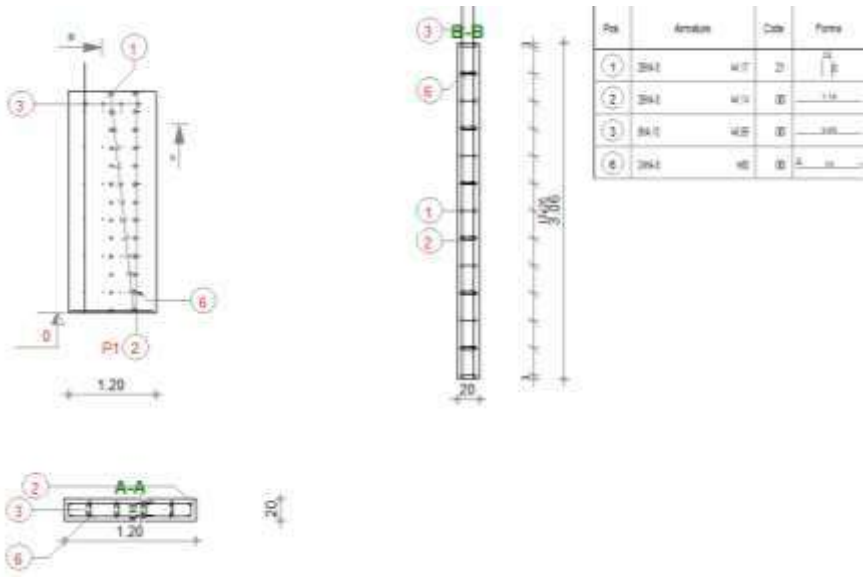


Figure 45. Typologie des voiles étudiés

Le ferraillage des voiles se fait à la flexion composée déviée selon le schéma de la section de ferraillage de la Figure 45 et le Tableau 37 résume le ferraillage des voiles.

Tableau 37. Tableau récapitulatif du ferraillage longitudinale

Type de voile	Choix d'armature	Espacement en zone d'about (cm)	Espacement en zone courante (cm)
V1	7 HA 10 (5,50 cm2)	10	10
V2	7 HA 10 (5,50 cm2)	10	10

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 2024). Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ avec la contrainte limite $\overline{\tau}_u = 0{,}2\ f_{c28}$

Dans cette structure, le calcul des armatures horizontales a été régi directement par le pourcentage minimum du ferraillage du RPA 2024, Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2% et le ferraillage transversal des voiles adopté est indiqué dans le Tableau 38 ci-dessous et le croquis du ferraillage des voiles est schématisé dans la Figure 40.

Tableau 38. Tableau récapitulatif du ferraillage transversal

Type de voile	$A_{adopté}$ (cm²)	Espacement (cm)
Voile 1	5 HA 10 (3,93)	20
Voile 2	5 HA 10 (3,93)	20

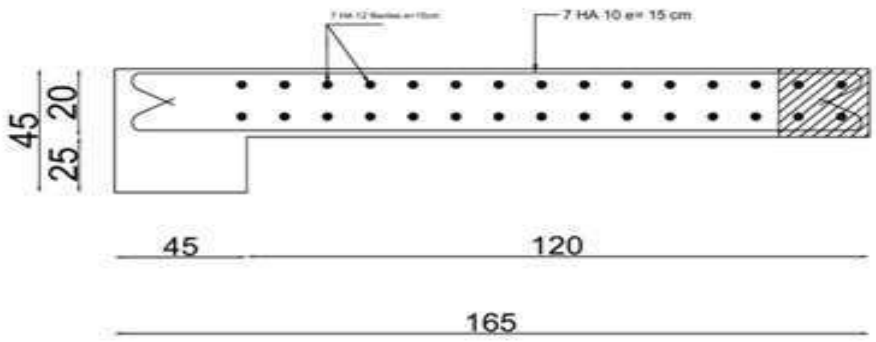


Figure 46. Croquis du ferraillage des voiles

5 Conclusion du chapitre

Le dimensionnement des poteaux, poutres et voiles a été réalisé conformément aux règles BAEL 91 mod.99 et aux prescriptions parasismiques du RPA 2024. Les sections d'acier calculées satisfont aux conditions de résistance, de ductilité et de service. Les schémas de ferraillage proposés garantissent une mise en œuvre conforme aux exigences de la zone sismique IV.

Toutes les vérifications réglementaires (contraintes tangentes, déformations, flambement, effort normal réduit) se sont avérées satisfaisantes.

CHAPITRE VII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

INTRODUCTION :

Les fondations sont des éléments structuraux ayant pour fonction de transmettre les charges issues de la superstructure au sol support. Ces charges comprennent le poids propre (charges permanentes), les charges d'exploitation, ainsi que les actions climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend d'un ensemble de critères techniques et économiques, notamment :

- ✓ La nature de l'ouvrage à réaliser.
- ✓ Les caractéristiques du sol porteur et son degré d'homogénéité.
- ✓ La capacité portante du sol de fondation.
- ✓ La rentabilité économique de la solution envisagée.
- ✓ La facilité et la faisabilité d'exécution sur site.

1.1 Différents type de fondations

- ✓ Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- ✓ Semi profondes (les pieux).
- ✓ Profondes (les pieux).
- ✓ Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages…).

- o **Classification des types de fondations**

  Selon le rapport entre la hauteur d'encastrement D(épaisseur minimale du sol au-dessus du niveau d'assise) et la largeur de la base B on distingue trois catégories :

- ✓ **Fondations superficielles :** si $D < 1.5.B$
- ✓ **Fondations semi-profondes :** si $1.5 \times B \leq D \leq 5 \times B$
- ✓ **Fondations profondes :** si $D > 5 \times B$

1.2 Rôles principaux des fondations

- **Reprise des charges :** Capter l'ensemble des charges permanentes et des surcharges d'exploitation appliquées à la structure.
- **Transmission au sol :** Répartir ces sollicitations sur le terrain d'assise afin d'assurer la stabilité globale de l'ouvrage (prévention des tassements excessifs et de tout déplacement de la structure)

2 Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes. Selon la structure qu'elles supportent, les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- -Les semelles continues sous mur.
- -Les semelles continues sous poteaux.
- -Les semelles isolées.
- -Les radier.

3.Les fondations profondes

Elles sont mises en œuvre lorsque la couche superficielle du sol présente une faible capacité portante ou lorsque le bon sol résistant se situe à une profondeur importante. Elles permettent de transférer les charges de la structure vers les assises profondes.

On distingue principalement :

- **Les pieux :** éléments élancés de grande profondeur, travaillant par résistance de pointe (appui sur la couche solide) et/ou par frottement latéral le long du fût.
- **Les puits :** éléments massifs de section plus importante, généralement creusés à la main ou à la machine à une profondeur intermédiaire (fondations semi-profondes à profondes).

4.Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\boldsymbol{\sigma}$ sol **=2.6 bar = 260 KN/$\boldsymbol{m^2}$**

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

- **Choix du type de fondation :**

Le choix du système de fondation dépend des exigences de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques, géologiques et hydrogéologiques du site. Ce choix résulte d'un compromis entre plusieurs facteurs essentiels :

- **La capacité portante et la nature du sol :** résistance mécanique de la couche d'assise et présence éventuelle d'eau (nappe phréatique).
- **L'importance de la superstructure :** ampleur des charges (permanentes et d'exploitation) et sensibilité de l'ouvrage aux tassements.
- **La stabilité globale de l'ouvrage :** sécurité vis-à-vis du poinçonnement, du glissement, du basculement et des tassements différentiels.
- **La faisabilité et la facilité d'exécution :** contraintes d'accès au chantier, mitoyenneté et techniques d'entreprise disponibles.
- **L'optimisation économique :** recherche du coût global le plus avantageux à niveau de sécurité égal.

- **Règles de calcul :**
  - **ELS (État Limite de Service) :** Dimensionnement de la surface d'appui géométrique ($S \geq N_{ser} / \sigma sol$
  - **ELU (État Limite Ultime) :** Calcul de la section d'armatures d'acier.
- **Hiérarchie du choix :**

1. **Semelles isolées :** Option prioritaire sous poteaux (dimensions homothétiques A/B = a / b dimensionnées avec le $N_{ser,\max}$ du RDC).
2. **Semelles filantes :** Utilisées si les semelles isolées se chevauchent.
3. **Radier général :** Solution retenue si l'emprise des semelles dépasse -50% de la surface du bâtiment ou sur sol très faible.

4.1 Semelles isolées

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte Pour le pré dimensionnement il faut considérer l'effort normal Nsmax qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

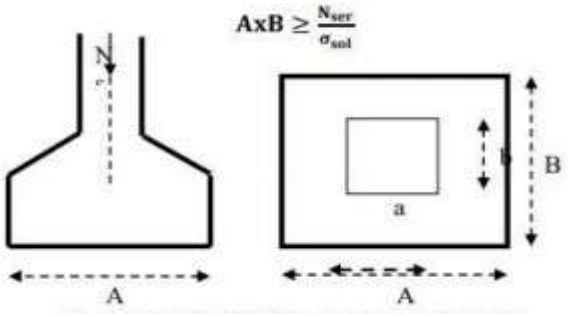


Figure 46. Semelles isolées

4.1.1 Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b}=\frac{A}{B}=K\rightarrow\frac{45}{45}=1\rightarrow A=B \text{ poteau carré}$$

$$d'ou: B\geq\sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

4.1.2 Exemple de calcul :

$N_{ser} = 13930.89\ kN$

$\sigma sol = \mathbf{2.6\ bar} = \mathbf{260\ KN/m^2}$

$$B\geq\sqrt{\frac{13930.89}{200}}=7.31m$$

Don : A=B= 7.35m.

Conclusion

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

4.2 Semelles filantes :

4.2.1 Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal Ns

Ns =G+Q

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{Ns}{S}\leq\sigma sol\rightarrow\frac{G+Q}{B.L}\leq\sigma sol\rightarrow\frac{G+Q}{\sigma sol.L}\leq B$$

Avec:

- B : La largeur de la semelle.

- L : Longueur de la semelle.
- G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.
- σ_{sol}: Contrainte admissible du sol.

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

tableaux 39 Les résultats de calcul

Voile	Longueur	Ns max(KN)	Largeur B (m)	S= L×B (m²)	Nombres	S totale (m²)
VL340 ,354	2	1856,53	4,65	9.3	2	18.6
VL341,353	2	1646.79	4.15	8.3	2	16.6

SV=ΣSi= 35.2m²

Avec SV : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

4.2.2.Semelles filantes sous poteaux :

Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape du calcul :

-Détermination de la résultante des charges : R=Σ Ni -

Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} \text{ avec :}$$

ei: excentricité par rapport au centre de gravité.

-Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{max} = \frac{R}{L}(1 + \frac{6.e}{L})$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6.e}{L}\right)$$

$$q_{(\frac{L}{4})} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{3.e}{L}\right)$$

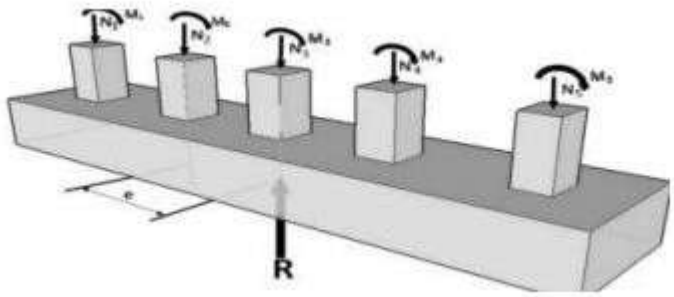


Figure 47. SEMELLE FILANTE SOUS POTEAUX -

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique Transversal **(06 Poteaux)** Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 40 Les résultats du portique le plus sollicité ELS

Poteaux	**Ns(KN)**	**Ms(KN.m**	**ei(m)**	**Ns. ei(KN.m)**
C13	484.97	8.96	-8.55	-4146.49
C15	690,9	5.25	-5,35	-3696.32
C17	1059,59	1.47	-1,35	-1430.45
C19	1052,18	0.14	1,35	1420.44
C21	704,05	-3,71	5,35	3766.67
C23	485,61	-7,61	8.55	4151.97
Total	**4477.3**	4.5		**65.82**

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum(N_i \times e_i) + \sum M_i}{R} = 1.57cm$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$e = 1.57cm \leq \frac{L}{6}$ =2.85

On a : $q_{min} = \frac{Ns}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 260.39\frac{KN}{ml}$

On a : $q_{max} = \frac{Ns}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) = 263.27\ KN/ml$

On a : $q_m = \frac{3.q_{max}+q_{min}}{4} = 262.55\ KN/ml$

Détermination de la largeur de la semelle :

$Bm \geq \frac{q_m}{\sigma sol} = 1.01m$

Donc on opte pour **B = 1,1m**

On aura : $Sp\ = (BxL)\ x\ n$

$$Sp = 50.46m^2.$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$S_{TSF} =\ Sp + Sv = 50.46 + 35{,}2 = 85.66m^2$

$S_{BAT} = \mathbf{174.41}m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{TSF}}{S_{BAT}} \times 100 = 49.11\%$$

$DONC\ \ 49.11\% < 50\%$

Conclusion

Les semelles occupent moins de 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour des semelles filantes comme fondation pour notre bâtiment.

- **hauteur des semelles :** $hs \geq \frac{(B-b)}{4} + 5cm$Avec
  - B : la largeur de la semelle
  - hs : hauteur de semelle
  - b : le dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal.
  - b=0,45m pour les poteaux et 0,20m pour les voiles.

Semelles filantes sous voiles : La hauteur de la semelle $hs \geq \frac{(110-20)}{4} + 5 =\ 27{,}50cm.$

On adopte une hauteur de $hs = 30cm$

Les dimensions adoptées sont les suivantes : $\boldsymbol{B = 110cm;\ \ hs = 30cm\ \ L = 19,35cm}$

- **Semelles sous poteaux :** La hauteur de la semelle $hs \geq \frac{(110-45)}{4} + 5 = 21{,}25cm$ On prend une hauteur de $hs = 30\ cm$

Les dimensions adoptées sont les suivantes : $\boldsymbol{B = 110cm;\ \ hs = 30cm\ ; L = 19{,}35Cm}$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif aux appuis).

4.2.3 Etude de la poutre de rigidité :

- **Dimensionnement :**

Il faut que :

La hauteur : $L/9 \leq hp \leq L/6$

La largeur : $\frac{1}{3hp} \leq bp \leq 2/3\ hp$

L : la plus grande portée dans le sens étudié $L = 3.7\ m$.

La hauteur : $\frac{370}{9} \leq hp \leq \frac{370}{6}$ $41.11 \leq hp \leq 61{,}66$

On adopte une hauteur de hp=60cm

La largeur : $\frac{1}{3}hp \leq bp \leq \frac{2}{3}\ hp \rightarrow 20 \leq bp \leq 40$

On adopte une largeur de $\boldsymbol{bp = 35cm}$

Donc les dimensions de cette poutre de rigidité sont :

$$\boldsymbol{h = 60cm\ \ b = 35\ cm\ \ d = h - c = 55cm.}$$

4.2.4 Le ferraillage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 6 appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Tableau 41 Les résultats du portique le plus sollicité ELU

Poteaux	Nu(KN)	Mu(KN.m	e_i(m)	Nu. e_i(KN.m)
C13	233.71	4.83	-8.55	-1998.22
C15	549.5	2.42	-5,35	-2939.825
C17	950.65	-4.27	-1,35	-1283.377
C19	1062,55	1.64	1,35	1434.44
C21	1053.40	0.32	5,35	5635.69
C23	715.3	-3,57	8.55	6115.81
Total	**4565.11**	1.37		**6964.52**

Les efforts et les moments de la poutre à l'ELU

$$eu = \frac{\sum Nu \times e \ + \sum Mu}{\sum Nu} \rightarrow = 1{,}52\ m$$

Calcul de la charge uniforme :

$$qu = \left(\frac{\sum Nu}{L}\right)(1 + \left(3\frac{eu}{L}\right) = \ \boldsymbol{qu = 339.35KN/ml.}$$

Méthode forfaitaire : (les conditions d'application de cette méthode sont vérifiées donc on peut l'utiliser)

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{012} = \frac{qu.L_1^2}{8} = 407.64KN.m$$

$$M_{23} = \frac{qu.L_1^2}{8} = 580.71KN.m$$

$$M_{34} = \frac{qu.L_1^2}{8} = 244.33KN.m$$

$$M_{45} = \frac{qu.L_1^2}{8} = 580.71KN.m$$

$$M_{56} = \frac{qu.L_1^2}{8} = 407.64KN.m$$

Calcul des armatures :

$$Amin = 0{,}23.b.d.\frac{ft28}{fbc} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ Amin = \frac{0{,}23x35x55x2{,}1}{348} = 2.32\ cm^2$$

Tableau 42 Les résultats Des Moments

Travée	localisation	Moments(Kn.m)
1-2	Travée	346.49
	Appui 1	81.53
	Appui 2	348.43
2-3	Travée	435.53
	Appui 2	348.43
	Appui 3	290.36
3-4	Travée	183.25
	Appui 3	290.36
	Appui 4	290.36
4-5	Travée	**435.53**
	Appui 4	290.36
	Appui 5	**348.43**
5-6	Travée	346.49
	Appui 5	348.43
	Appui 6	81.53

Calcul des armatures :

- ✓ **En travée :**

$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.fbu} = \frac{435.53.10^{-3}}{0.35.0.55^2.14.17} = 0.29$

$\mu = 0{,}29 < \mu l = 0{,}392\ donc\ section\ simplement\ armée\ (Asc = 0)$

$\mu = 0{,}29\ donc\ \beta = 0.814$

$A_T = \frac{435.53.10^3}{0.55 \times 0.823 \times 348} = 27.05\ cm^2$

Soit : $At_{adoptée}$ =4T20 FIL+8T16CHAP=28.26cm²

- ✓ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 fbu} = \frac{348.43 \times .10^{-3}}{0.35 \times 0.55^2 \times 14.17} = 0.232$$

$\mu = 0{,}232 < \mu l = 0{,}392\ donc\ section\ simplement\ armée\ (Asc = 0)$

$\mu = 0{,}232\ donc\ \beta = 0.866$

$$A_a = \frac{348.43.10^3}{0.55 \times 0.866 \times 348} = 21.02\ cm^2$$

Soit : $Aa_{adoptée}$ =4T20 FIL+4T20CHAP=21.98cm²

- ✓ **Calcul des armatures transversales :**

$\emptyset t \leq min\ (60/35\ ;\ b/10\ ;\emptyset l\ min)\ \ \emptyset t \leq min\ (1.71;\ 3{,}5\ ;\ 2) \rightarrow \emptyset t = 10mm$

$On\ adopte\ un\ cadre\ et\ un\ étrier\ de\ HA8, soit\ 4HA10 = 3{,}14cm$

- ✓ **Les armatures minimales transversales :**

$Amin = 0{,}003\ x\ Stx\ b = 0{,}003x10x35 = 1{,}05cm^2$ ……. $zone\ nodale.$

$A > Amin$ …… ***condition vérifiée.***

$Amin = 0{,}003x15x35 = 1.58cm^2$ …… $zone\ courante.$

$At > Amin$ …… ***condition vérifiée.***

- o **Espacement des cadres :**

Le RPA 2024 l'espacement entre les cadres doit être :

- o **En zone nodale :**

$St \leq \min\left(\frac{h}{4}\ ;\ 24\emptyset t\ ;\ 17.5cm; 6\emptyset l\right)$ ……

$St \leq min\ (15\ ;\ 19{,}20;\ 48)\ cm.$

$St \leq 15\ cm\ on\ prend\ St = 10cm.$

- o **En zone courante :**

$St \leq h/2 = 30\ cm\ on\ prend\ un\ espacement\ de\ St = 15cm.$

- o **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} \leq \bar{\tau} = min(3.33MPA.5MPA)$$

$$Tu = \frac{qul}{2} = \frac{339.35 \times 3.7}{2} = 627{,}8\ KN$$

$$\tau u = \frac{627{,}8\ \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.55} = 3.26MPA$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ ..... la condition est vérifiée.

4.2.5 Ferraillage de la semelle :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$A_B = \frac{Nuf(B-b)}{8.d.f_{su}}\ avec\ Nuf = B \times q(3/4)$

A_B: la section d'armatures longitudinale donnée par mètre linéaire (cm^2 /ml).

$B = 1{,}10m$

$Nuf = 1{,}10 \times 339.35 \times 0.75 = 279{,}96\ KN$/ml

A_B=$\frac{279{,}96\times10\times(110-35)}{8\times25\times348}$=3.02 cm² /ml

On prend une section de 6HA12=6,78 cm^2 /ml avec St=15cm

- **Armatures de répartition :**

  $Ar = \frac{A_B}{4} = 0{,}76cm^2$donc les armatures de répartition seront en 5HA10

  avec St =20 cm

4.3 Ferraillage de la longrine :

- **Le rôle des longrines :**

  Le rôle principal des longrines est d'assurer le chaînage bidirectionnel des semelles isolées ou sur pieux afin de rigidifier l'infrastructure et d'empêcher tout déplacement relatif (écartement ou rapprochement) des fondations. Pour garantir cette stabilité, les longrines doivent être dimensionnées pour résister à un effort de traction minimal égal à :$\boldsymbol{F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN}$

  Avec :

  N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

  α: Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.(**Site :S3 ;zone V)**

- **Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA 99 (Art 10.1.1) sont :

(25cm x30cm) : site de catégorie S2 et S3

(30cmx30cm) : site de catégorie S4

On adopte pour notre cas une section de **(25cm x30cm)**

- **Armatures longitudinales :** Nu= 1062.55 KN

α=10 (site S3 Zone V)

$\boldsymbol{F} = \frac{\boldsymbol{N}}{\boldsymbol{\alpha}} = 106.255\text{KN}$

$$A_L = \frac{F}{\sigma st} = 3.05cm^2$$

On prend 6HA12=6.78 cm² /ml

Le ferraillage minimum exigé par RPA est de 0,6%de la section totale.

$Amin = 0{,}6\%x\ 30x25 = 4.5cm^2$

$$A_L < Amin \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \boldsymbol{Condition\ v\acute{e}rifi\acute{e}e}$$

- **Armatures transversales :**

$\Phi t \leq min\ (h/4; 12\theta L\ ;\ 30cm\ )\ cm$

$\Phi t \leq min\ (7.5; 14.4\ ; 30) = 7.5\ cm$

$on\ prend\ un\ cadre\ de\ HA8$

Espacement des cadres Selon RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$St = \frac{h}{2}$

$Donc : St = 15cm$

On prend St=15cm

Ferraillage de la longrine

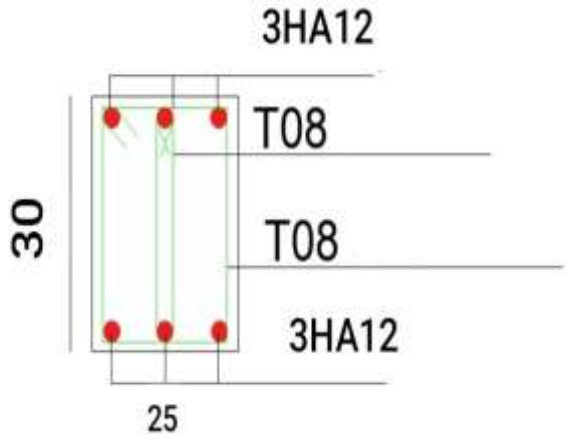


Figure 48. Ferraillage de la longrine

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études constitue le couronnement de cinq années de formation supérieure en génie civil et en ingénierie des structures. Il nous a offert l'opportunité de concrétiser et de consolider l'ensemble des connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, en les appliquant directement à la réalité d'un projet réel : l'étude structurelle, le dimensionnement et la conception parasismique d'un bâtiment en béton armé de type R+5. Au-delà des simples calculs, ce travail nous a permis d'assimiler l'importance capitale de la phase d'analyse préalable. Une compréhension fine du comportement mécanique global de l'ouvrage constitue la base indispensable de toute démarche d'ingénierie, garantissant une structure à la fois sûre, durable et économiquement optimisée. Dans une région soumise au risque sismique, la finalité première de cette rigueur technique demeure, avant tout, la sauvegarde des vies humaines et la protection des biens.

Pour mener à bien cette étude complexe, nous avons tiré parti des technologies récentes telles qu'Autodesk Robot Structural Analysis 2024 pour la modélisation tridimensionnelle, l'analyse dynamique et le calcul des sollicitations, ainsi qu'AutoCAD 2021 pour la réalisation des plans de coffrage et de ferraillage. L'automatisation offerte par ces outils informatiques s'est révélée précieuse pour traiter un grand volume de données et fluidifier les phases de calcul. Néanmoins, ce projet nous a clairement démontré les limites de la simulation numérique : un logiciel ne reste qu'un moyen d'exécution qui ne peut en aucun cas remplacer la logique physique, le sens de l'ingénierie et le jugement critique du concepteur. C'est l'esprit d'analyse de l'ingénieur qui permet d'interpréter correctement les résultats, d'adapter la modélisation aux réalités du chantier et de définir des dispositions constructives pertinentes.

L'un des aspects les plus déterminants de ce travail a résidé dans la conception et le positionnement du système de contreventement. L'implantation judicieuse des voiles en béton armé au sein de la structure mixte s'est avérée primordiale pour exploiter efficacement la rigidité de l'ouvrage, limiter la torsion d'ensemble, contrôler les déplacements inter-étages et assurer la stabilité globale du bâtiment. L'ensemble du dimensionnement a été rigoureusement conduit conformément aux directives du réglement parasismique (RPA), imposant une vigilance accrue quant aux critères de ductilité, de sécurité et de résistance face aux sollicitations sismiques majeures, tout en veillant au respect des exigences architecturales et fonctionnelles.

En somme, ce travail de synthèse représente notre première expérience globale dans le domaine professionnel. Il nous a permis de marier la maîtrise des outils numériques de pointe aux principes fondamentaux des sciences de l’ingénieur. Cette expérience nous a apporté la maturité technique, l'autonomie et la rigueur indispensables pour aborder avec confiance et sérénité notre future carrière dans le secteur de la construction. Nous espérons avoir atteint les objectifs fixés au départ et pouvoir capitaliser sur l'ensemble de ces acquis tout au long de notre parcours professionnel.

Bibliographie

Règlements

- [BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin ,deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [C.B.A.93] Règlement de conception et de calcul des structures en béton armé,

CGS1993.

- [DTR2.2,88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS

1988.

- [RPA2024] Règlement parasismique algérien RPA2024 ;(document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS.
- Cours de béton armé, 3éme et 1ér année master.
- Enciens mémoires de fin d'étude.

Logiciels

- [ROBOT 2024] AUTODESK ROBOT Analyse structurels Professional 2015.
- [AUTOCAD 2021], Dessin.
- SAP2000-Structural Analysis Program 2000