REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème : Etude bâtiment RDC+6 Étages implanté en zone III

Présenté par

DJEMAI Khaoula

SERHOUNI Yousra

Proposé et Dirigé par

Dr. YOUNSI Abderahman

Promotion 2021

REMERCIMENT

Tout d’abord, je remercie Dieu qui m’a inspiré patience et force pour réaliser ce travail, et je remercie ma famille pour ses encouragements et son aide depuis le début de mes études jusqu’à l’endroit où je suis aujourd’hui, et bien sûr je n’oublie pas de remercier Mr.YOUNSI Abderahman pour son aide et ses conseils tout au long de la période de ce projet.

Je remercie également les membres du jury.

Dédicaces

Je dédie cet humble travail à :

Mes parents sont toujours avec moi que Dieu les protège

A mes chères sœur : ZAHIRA.FATMA.HADGERA.

Mes chers frères : HAKIM.YOSEF.MOHAMED

A tout mes amis et collègues sans exception.

Djemai khaoula

Dédicaces

Je dédie cet humble travail à :

Mes parents sont toujours avec moi que Dieu les protège

A mes chères sœur : NESRIN.SOUAD.LILA.RAWYA

Mes chers frères : FETHI.MOHAMED.ISMAIL.AYMEN.ALI

A tout mes amis et collègues sans exception.

Serhouni Youssra

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية سكنية من الخرسانة المسلحة تتكون من (طابق ارضي + ستة طوابق)
و المقرر بناؤها في حسين داي بولاية الجزائر العاصمة وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **III**.
مقاومة البناية لكل الحمولات العموديةوالأفقية مضمونةومحققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.
قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل « RPA99».
- قواعد الخرسانة المسلحة « CBA93».
- . الدراسة الزلزالية تماساسا على تقنيات حساب الهياكل.

وأخيرا ، قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و ذلك بحساب الأسس المناسبة لها مع مراعاة متطلبات تقرير التربة.
الكلمات المفتاحية : الهياكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس ,الدراسة الزلزالية .

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation en béton armé comportant RDC+6 étages, qui est implanté à Hussein Dey -Wilaya d'Alger-, classée selon le « RPA99 version2003 » comme une zone de forte séismicité (Zone III).La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés par des voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).L'analyse sismique de la structure a été réalisée par la méthode dynamique moyennant le logiciel de calcul SAP2000 V22. Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol.

Mots clés : structure, ferraillage, Béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract

This project consists in studying a building with habitation use containing of (Ground floor+-6floors), Which will be established in Hussein Dey, – in Algeria-classified according to «RPA99 version2003 » like an area of high seismicity (ZONE III).The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a stable self-bracing system (frames and shells).The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (CAB 93 and RPA 99).
The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software SAP2000 V22. Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the prescriptions of the report of ground.

Keys words: construction, reinforced concrete, foundation, seismic study.

Sommaire

REMERCIMENT ..... - 10 -
Dédicaces ..... - 11 -
Dédicaces ..... - 12 -
INTRODUCTION GENERALE ..... - 9 -
CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE
I.1. Introduction ..... - 2 -
I.2. Destination et situation ..... - 2 -
I.3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage ..... - 2 -
I.3.1. Dimensions en plan ..... - 2 -
I.3.2. Dimensions en élévation ..... - 3 -
I.4. Conception de la structure ..... - 3 -
I.4.1. Ossature de l'ouvrage ..... - 3 -
I.4.2. Planchers ..... - 4 -
I.4.3. Maçonnerie ..... - 4 -
I.4.4. L'acrotère ..... - 4 -
I.4.5. Escalier ..... - 4 -
I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux ..... - 4 -
I.5.1. Béton ..... - 4 -
I.5.2. Ciment ..... - 5 -
I.5.3. Granulats ..... - 5 -
I.5.4. Béton armé ..... - 5 -
I.5.4.1. Résistance du béton ..... - 5 -
a) Résistance caractéristique à la compression ..... - 5 -
b) Résistance caractéristique à la traction ..... - 6 -
I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) ..... - 6 -
I.5.4.3. Module de déformation longitudinale ..... - 6 -
I.5.4.4 Acier ..... - 7 -
I.6.Principe de calcul du CBA 93 ..... - 7 -
CHAPITRE II: PREDIMENSSIONEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX
II.1. Introduction ..... - 8 -
II.2. Les plancher ..... - 8 -
II.2. 1 a- Plancher à corps creux ..... - 8 -
II.2.2.b- Dalle pleine ..... - 8 -

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations.....- 9 -
II.4.Les poutres .....- 12 -
II.5.Conclusion.....- 14 -
II.6. Les poteaux .....- 14 -
II.6.Conclusion.....- 21 -
II.7.LES VOILES.....- 21 -
II.8.Conclusion.....- 22 -
CHAPITRE III: CALCUL DES ÈLÈMENTS SECONNDAIRES
III.1. Acrotère .....- 23 -
III.2. Plancher à corps creux .....- 24 -
III.2.1.1. Avant coulage .....- 24 -
III.2.1.2. Après coulage .....- 25 -
III.2.1. 3 Type 1 : poutrelle à 6 travée .....- 25 -
III.2.2.1.Prédimensionnement.....- 33 -
III.3.2.2. Calcul de ferraillage.....- 34 -
III.3.2.3. Armatures de répartitions.....- 35 -
III.3.2.4. Vérification à l'ELS.....- 35 -
III.3.3. Vérification de l'effort tranchant a ELU.....- 35 -
III.3.4. Vérification de la flèche.....- 35 -
III.4. Escaliers.....- 36 -
III.4.1.Prédimensionnement.....- 36 -
III.4.2.Evaluation des charges et surcharges.....- 37 -
III.4.3.Ferraillage des escaliers à l'ELU.....- 40 -
III.4.4.Vérification à l'ELS .....- 40 -
III.4.5.Vérification de la flèche.....- 41 -
III.4.6.Calcul de la poutre palière .....- 41 -
III.4.6.1.Prédimensionnement.....- 41 -
III.4.6.2. Evaluation des charges.....- 42 -
III.4.6.3. Calcul des efforts internes.....- 42 -
III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière .....- 43 -
CHAPITRE IV:ETUDE DYNAMIQUE .....- 45 -
IV.1. Introduction .....- 45 -
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure .....- 45 -
IV.2.1. Centre de masse et Centre de torsion.....- 45 -
IV.2.1.a. Centre de masse .....- 45 -

IV.2.2.b. Centre de torsion ..... - 46 -
IV.2.3. Excentricité ..... - 48 -
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) ..... - 48 -
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle ..... - 49 -
IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle ..... - 49 -
IV. 3. Choix de la méthode de calcul ..... - 50 -
IV.3.1.Méthode dynamique modale spectrale ..... - 50 -
IV.3.1.1.Principe ..... - 50 -
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique ..... - 53 -
IV.4.1.Vérification du comportement modale de la structure ..... - 54 -
IV.4.2. Vérification de participation massique ..... - 54 -
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ..... - 55 -
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement ..... - 57 -
IV. 4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ..... - 58 -
IV. 4.4.2. Moment de renversement ..... - 59 -
IV. 4.4.3. Moment stabilisant ..... - 60 -
IV. 4.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ..... - 60 -
IV. 4.6.Vérifications du déplacement en tête du bâtiment ..... - 62 -
IV. 4.7. Vérification du cisaillement des éléments ..... - 63 -
IV. 4.8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux ..... - 64 -
IV.4.9.Conclusion ..... - 64 -
CHAPITRE V: FERRAILLEGE DES ELEMENTS RESISTANTS
V.1. Introduction ..... - 65 -
V.2. Les combinaison des charges ..... - 65 -
V.3.Recommandation des règlements ..... - 65 -
V.4. Ferraillage des poutres ..... - 66 -
V.4.1. Vérification des contraintes ..... - 66 -
V.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement ..... - 68 -
V.4.3. Calcul des armatures transversales ..... - 68 -
V.4.4. Vérification de la flèche préliminaire ..... - 69 -
V.4.5. Schémas des armatures des poutres ..... - 70 -
V.5.Ferraillage des poteaux ..... - 71 -
V.5.1. Introduction ..... - 71 -
V.5.2. Etat limite ultime de stabilité de forme ..... - 71 -
V.5.3. Recommandations des règlements ..... - 72 -

V.5.4. Détermination des sections d'acier ..... - 73 -
V.5.5. Vérification à l'E.L.S des poteaux ..... - 75 -
V.5.6. Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant ..... - 76 -
V.5.7. Armatures transversales ..... - 77 -
V.6.ferraillage des voiles ..... - 78 -
V.6.1. Les voiles pleins ..... - 78 -
V.6.2. Traitement du " ETABS V 9.1 " ..... - 79 -
V.6.3. La contrainte limites de cisaillement $\overline{\tau}_b$ ..... - 80 -
V.6.4. Détermination des sections d'acier ..... - 81 -
V.6.5. Calcul des armatures horizontales ..... - 82 -
V.7.Conclusion ..... - 87 -
CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS ..... - 88 -
VI.1.Introduction ..... - 88 -
VI.2.Types de fondations ..... - 88 -
VI.3.Caractéristiques du sol ..... - 88 -
VI.4.Choix du type de fondations ..... - 89 -
VI.4.Semelle isolée sous poteau ..... - 89 -
Semelle filante (continue) ..... - 92 -
VI.6.Conclusion ..... - 94 -
VI.7 Conclusion ..... - 94 -
Ferraillage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003 ..... - 100 -
CONCLUSION GÉNÉRALE ..... - 103 -
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES ..... - 104 -

Liste des Tableaux

CHAPITRE I : PRESENTAION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMNTS STRUCTURAUX

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)
Tableau II .2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)
Tableau II .3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse)
Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Terrasse)
Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison
Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison
Tableau II .7 :Dégression des surcharges
Tableau II.8: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau
Tableau II .9: Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau
Tableau II.10 : Vérification du Nu(KN) ≤ $\overline{\mathbf{N}}$(kN)

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau.III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté
Tableau.III.2 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU
Tableau.III.3 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU
Tableau.III.4 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELS
Tableau.III.5 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS
Tableau.III.6 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU
Tableau.III.7 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU
Tableau.III.8:Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELS
Tableau.III.9: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS
Tableau III.10 : Les moments maximums aux appuis et en travées
Tableau III.11 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée
Tableau III.12 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS
Tableau III.13: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU
Tableau III.14 : Vérification de la flèche
Tableau III.15 : travail externe et interne
Tableau III.16 : Combinaisons des charges de la dalle pleine
Tableau III.17 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine
Tableau III.18 : calcul de ferraillage (armature de répartitions) pour la dalle pleine
Tableau III.19 : Vérification contrainte à ELS
Tableau III.20 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS
Tableau III.21 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine
Tableau III.22: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

Tableau III.23: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier
Tableau III.24: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.
Tableau III.25: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier
Tableau III.26:Calcul des sections d'acier de l'escalier
Tableau III.27:Vérification de la contrainte tangentielle
Tableau III.28:Vérification à l'E.L.S
Tableau III.29:Vérification de la flèche de l'escalier
Tableau III.30:Prédimensionnement de la poutre palière.
Tableau III.31:Ferraillage de la poutre palière
Tableau III.32 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière
Tableau III.33 : Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière
Tableau III.34: Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière
Tableau III.35: Vérification de la flèche de la poutre palière

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.1 : Comportement modal de la structure
Tableau IV.2 : Calcul du centre de masse centre d'inertie.
Tableau IV.3. Calcul de l'excentricité théorique
Tableau IV.4. Calcul de l'excentricité accidentelle
Tableau IV.5 .Calcul de l'excentricité totale
Tableau IV.6. Détermination du coefficient de comportement R de la structure
Tableau IV.7. Détermination du facteur de qualité Q du bloc
Tableau IV.7. Détermination du facteur de qualité Q du bloc
Tableau IV.7. Détermination du facteur de qualité Q du bloc
Tableau IV.8. Le comportement des trois premiers modes
Tableau IV.9.Périodes et coefficients de participation massique
Tableau IV.10.Calcul de la force sismique (M.S.E)
Tableau IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
Tableau IV.12. Forces sismiques selon la hauteur suivant X et y
Tableau IV.13. Calcul du moment de renversement
Tableau IV.14. Calcul du moment stabilisant.
Tableau IV.15. Vérification de stabilisation.
Tableau IV.16. Vérification l'effet P-Δ sens X
Tableau IV.17. Vérification l'effet P-Δ sens Y
Tableau IV.18. Vérification des déplacements inter-étages sens

Tableau IV.19.Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Tableau. IV.20.Vérification des contraintes de cisaillement

CHAPITRE .V.FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.1: Ferraillage longitudinal des poutres principales
Tableau V.2: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire
Tableau V.3: vérification à l'E.L.S des poutres porteuses
Tableau V.4: vérification à l'E.L.S des poutres secondaires.
Tableau V.5.Vérification de contrainte de cisaillement des poutres porteuses et non porteuses
Tableau V.6: Section d'armatures transversales des poutres porteuses et non porteuses

Tableau V.7.Vérification de la flèche des poutres.

Tableau V.08: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux.222
Tableau V.09: Détermination des contraintes de l'acier et du béton à l'E.L. S.
Tableau V.10: Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux
Tableau V.11: Choix des armatures et leurs espacements des poteaux

Liste Des Figures

CHAPITRE I : PRESENTAION DE L'OUVRAGE

Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMNTS STRUCTURAUX

Figure II .1: Plancher à corps creux
Figure II.2: Représentation du poteau le plus sollicité
Figure 0.3 : Vue en plan et vue en 3D du voile.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent
Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère
Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées
Figure III.4 : Diagrammes des moments sa l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC
Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC
Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC
Figure III.7 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher: a) terrasse et b) EC
Figure III.8 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher: a) terrasse et b) EC
Figure III.9: Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC
Figure III.10 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles
Figure.III.11 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage terrasse
Figure.III.12 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage courant
Figure III.13 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine
Figure III.14 : Dimensions de l'escalier
Figure III.15:Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier
Figure III.16 : Diagrammes des efforts internes a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S
Figure III.17: Schéma statique équivalent de la poutre palière
Figure III.18:Efforts internes dans la poutre palière a)à l'ELU et b) à l'ELS

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1.disposition des voiles
Figure IV.2. Spectre de réponse.
Figure IV.3. Le comportement des trois premiers modes.
Figure IV.4. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.
Figure IV.5. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X
Figure IV.6. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure V.1 . Les armatures des poutres principales
Figure V.2 . Les armatures des poutres secondaires
Figure V.3. Les armatures des poteaux

Figure V .4. Les armatures des voiles
Figure V .5. Les armatures des trumeaux

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATION

Figure VI.1. Les bulles de pression sous la semelle
Figure VI.2. Les chevauchements des bulles de pression sous la semelle
Figure VI.3.les ferraillage des semelles filantes sous poteau
Figure VI .4. Ferraillage de la longrine

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max} , A_{min}: Section d'acier maximale et minimale.
$A_{rép}$: armateur de réparation.
A_t : Section d'acier transversale.
B : Aire d'une section de béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
L_{tot} : longueur total.
L_f : Longueur de flambement.
L_t : Largeur de la section tendue.
L_t : Largeur de la section comprimée.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.E.T: section entièrement tendue.
E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
G : module d'élasticité transversale.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
K: Rigidité.
Z: bras de levier.
M : Moment fléchissant.
M_0 : Moment isostatique.
M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.
N_u : Effort normal ultime.
T_u , V_u: Effort tranchant ultime.
T_{ser} , V_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.
F : effort de traction.
R_a : Réaction à gauche.
R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
ep : épaisseur.
e_0 : excentricité.
a : épaisseur du voile.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
I_f: Longueur de flambement.
S_t, t : Espacement d'armature transversale.
S_{rep}: Espacement de répartition.
S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.
S_{Zc} : Espacement dans la courant.
ml : Métre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.
β :bras de levier réduit.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
u_c : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.
ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.
σ : Contrainte normale.
σ_m: Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.
ξ: Amortissement.

Autres notations

Acc : Etat accidentel.
BA: Béton armé.
FeE : Nuance de l'acier.
HA : Haut adhérence.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.
RDC : Rez-de-chaussée.
EC : Etage courant.
Terr : Terrasse

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE *:*

La conception parasismique d'une structure est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements. En revanche, il ne faut pas oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

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

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

Notre étude consiste à étudier un bâtiment en RDC+6 étages , implanté à Hussein Dey qui fait partie des zones de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- Le premier chapitre présente la géométrie de la structure, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre porte sur la détermination des actions verticales affectant la structure et le prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
- Le troisième chapitre est consacré à la détermination et le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalles pleines).
- Le quatrième chapitre consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- Le calcul de ferraillage des éléments structuraux est représenté sur le cinquième chapitre.
- Ce dernier chapitre comporte le calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages), et on termine notre étude par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé ou en charpente métallique est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. A cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. Destination et situation

Etudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation . Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : Un rez-de-chaussée (RDC) +6 étages. Il est implanté à Alger, classée comme une zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Notre étude est conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2].

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :

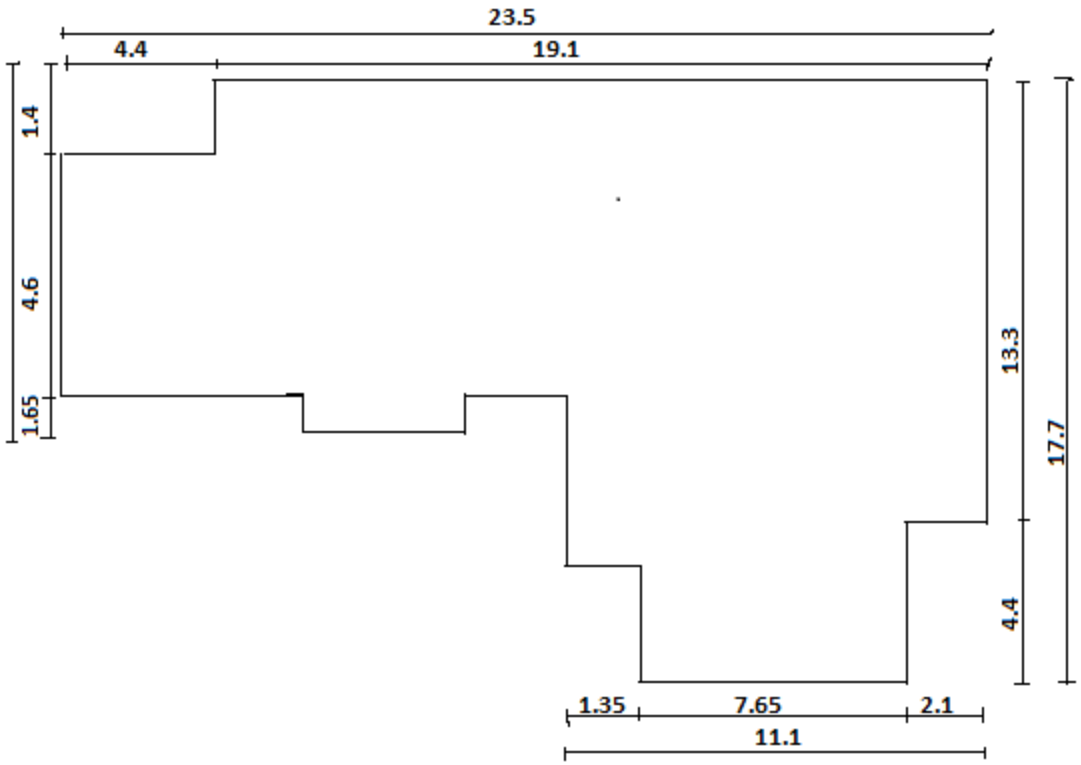


Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de RDC et des étages courants :**3,24m**
- Hauteur totale du bâtiment :**22.68m**
- Sens transversal : **23.20 m**
- Sens longitudinal :**17.40 m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11m, alors les RPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités

relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs sont en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit avec palier intermédiaire.

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction sont conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à lamaïsé en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une

bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée est déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et GO risse [3].

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilise un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux matériaux (béton , acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.4.1. Résistance du béton

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

a) Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres(ϕ = 16cm et H = 32cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \quad \text{en [MPa]} \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40 \quad \text{en [MPa]} \qquad \text{(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "f_{tj}" pourrait être déterminée en traction directe ou par fendage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2]:

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad \text{avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongementdanslesenstransversal}{Raccourcissementlongitudinal} = \frac{\Delta_a/a}{\Delta_l/l} \qquad \text{(I.4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l").Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à:[2]

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \qquad \text{en [MPa]} \qquad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj})est pris égal à :[2]

$$E_{vj} = \frac{E_{jv}}{3} \qquad \text{soit : } E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \qquad \text{en [MPa]} \qquad \text{(I.6)}$$

I.5.4.4 Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 8$
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93[2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6.Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

- ***Etat limite ultime*** (ELU) basé sur:
  1- Equilibre statique ; 1- La compression du béton ;
  2- L'ouverture des fissures ;
  3- La stabilité de forme.3- La déformation.
- ***Etat limite de service*** (ELS) basé sur:
  2- L'ouverture des fissures ;

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- La résistance du béton à la traction est : f_{t28}= 2,1 MPa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.
- Pour les armatures de l'acier:
  - Longitudinales : HA *« fe*= 400*MPa »*
  - Transversales : RL *«fe*=235*MPa»* (si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA *« fe*= 400*MPa »*

CHAPITRE II :

PRÈDIMENSSIONEMET DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire: il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.2. Les plancher

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages ; sa fonction principale est de résister et supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs

II.2. 1 a- Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$(L/25) \leq h_t \leq (L/20)$ [2]

Avec : L: longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L = 4.60 m d'où alors $18.4\text{cm} \leq h_t \leq 23$ cm

On adoptera $h_t = 24$ cm telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression). Donc $h_t = (16+ 4)$ cm.

II.2.2.b- Dalle pleine

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

i) Critère de résistance

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/45) \leq ep \leq (Lx/40) \quad [2]$$

L : la plus grande portée mesurée entre axe.

Dalle pleine 1 :

L = 2.15 m d'où alors $4.77 \text{ cm} \leq h_t \leq 5.37$ cm

Pour la dalle plaine on adoptera : $e_p = 15$cm

ii) Sécurité contre l'incendie

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

iii) condition d'isolation acoustique ep ≥ 15cm.

- Critère de résistance 2.15/45 ≤ ep ≤ 2.15/40 → 4.77 ≤ ep ≤ 5.37
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1. Plancher corps creux

a) Plancher terrasse

Tableau II.1: Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0.80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Isolant thermique(liège)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche à corps creux	0,16+0,04	2.80
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
G (kN/m²)		**6.8**	

b) Plancher courant

Tableau II .2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Planche à corps creux	0,16+0,04	2.80
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (kN/m^2)		**6.36**	

II.3.2. Dalle pleine

a) Terrasse

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse)

№	Composants	Épaisseur(m)	Poids surfacique(kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.04	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	0.03
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de plâtre	0.02	0.20
		G	**7.22**

b) Etage courant

Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Terrasse)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Dalle pleine	0.15	3.75
5	Enduit en ciment	0,02	0,20
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (kN/m²)		**6.71**	

II.3.3. Maçonnerie

a) Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m³)	Poids surfaciques (kN/m²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
			G	**1.62**

b) Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m³)	Poids surfaciques (kN/m²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
			G	**2.52**

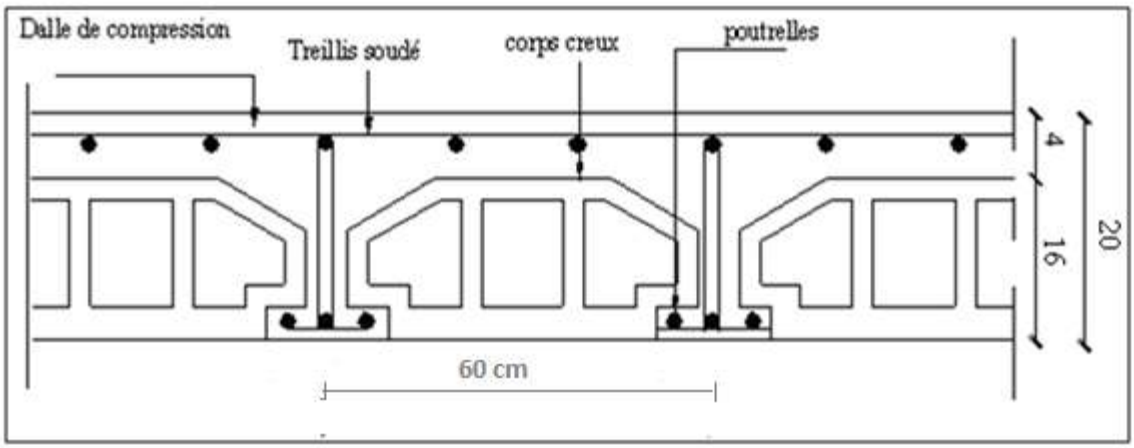


Figure II .1: Plancher à corps creux

c) Surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible : Q = 1kN/m^2.[4]

b) Surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation Q = 1.5kN/m^2[4]

II.4.Les poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T. leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

II.4.1. Prédimensionnement

Elles sont pré dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA93) à partir de L (L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis). Comme suit:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad \text{et} \qquad 0.3\,h \leq b \leq 0.7\,h$$

b : largeur de la base de la poutre.

h : hauteur totale de la poutre.

II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99

B ≥ 20cm

H ≥ 30cm [1]

$H/b \leq 4.0$

$Bmax \leq 1.5h+b_1$

Avec $e \leq \max(b1/2 ; h_1/2)$

II.4.3. Poutres principales

On a $L_{max} = 4.30$ m

Alors : $28.66 \leq h \leq 43.00$ On adopte h = 40 cm

Et $12.00 \leq b \leq 28.00$ On adopte b = 30 cm

-Vérification selon leRPA99

NB: Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

b = 30 > 20 cm (C.V)

h = 40 > 30 cm (C.V)

h/b = 1.33 ≤ 4.0 (C.V)

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes.

II.4.4-Poutres secondaires

On a **:** $L_{max} = 4.60$ m

Alors : $30.66 \text{ cm} \leq h \leq 46.00 \text{ cm}$ On adopte h = 35 cm

Et $10.50 \leq b \leq 24.50$ On adopte b = 30 cm

-Vérification selon le RPA99

b = 30> 20 cm (C.V)

h = 35 > 30 cm (C.V)

h/b = 1.17 ≤ 4 (C.V)

II.5.Conclusion

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes.

II.6. Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \overline{N}$) et la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau est pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu=1,1Nu). Selon l'Article B.8.11 du CBA93.

II.5.1. Etapes de prédimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

✓ Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime}} \leq \left(\frac{\mathbf{B_r}\, f_{c28}}{\mathbf{0.9}\gamma_b} + \mathbf{A}\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\boldsymbol{\alpha}\ [1]$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A} = \frac{\mathbf{B}}{\mathbf{1000}}$

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0,6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases} \quad [1]$$

Avec: $\boldsymbol{\lambda = \dfrac{L_f}{i}}$ **:** C'est l'élancement mécanique

L_f=0.7 L_0 : C'est la longueur de flambement.

i= $\sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $\quad I = \dfrac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

$i = \dfrac{D}{4}$ $\quad I = \dfrac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

II.5.2. Détermination des charges et surcharges

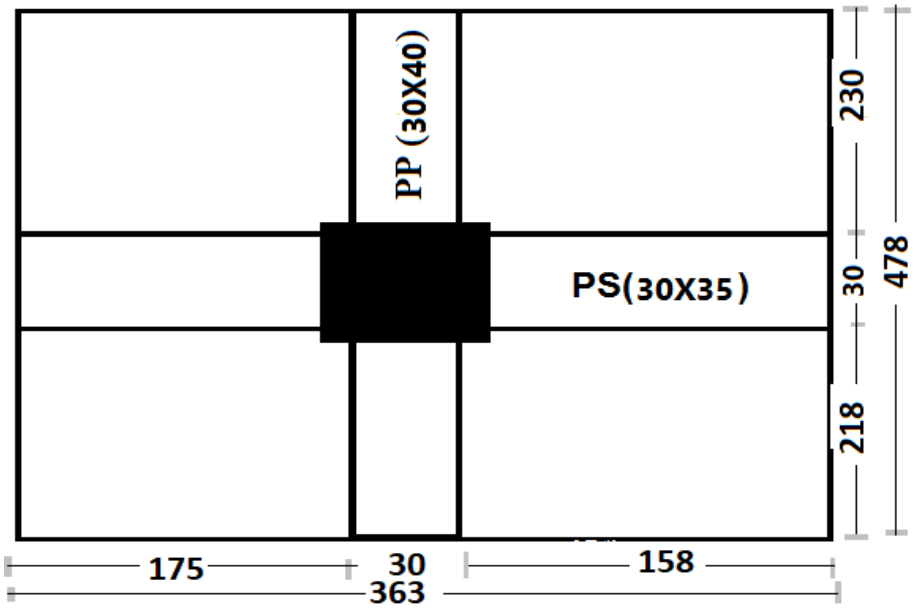


Figure II.2: Représentation du poteau le plus sollicité

❖ Surface du plancher revenant au poteau :

S_p= (1.75+1.58) x (2.18+2.3) ⇒ **S_p=14.92 m²**

❖ Surface totale :

S_t=3.63x4.78 ⇒ **St=17.35m²**

-Niveau (6éme étage)

$G_{palncher}$ = 6.80 x14.92 = 101.46 kN

$G_{poteau\ sollicite}$ = 0.30 x 0.30 x 3.24 x 25 = 7.29 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.48x0.30x0.40) + (3.33x0.30x0.35)] = 22.18 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+G_{poteau} =101.46+7.29+22.18= **130.93 kN**

-Niveau (5éme étage)

$G_{palncher}$ = 6.36 x 14.92 = 94.89 kN

$G_{poteau\ sollicite}$ = 0.30 x 0.30 x 3.24 x 25 = 7.29kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.48.x0.30x0.40) + (3.33x0.30x0.35)] = 22.18 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+G_{poteau} =94.89+7.29+22.18 = **124.36 kN**

-Niveau (4éme étage)

$G_{palncher}$ = 6.36 x 14.92 = 94.89 kN

$G_{poteau\ sollicite}$ = 0.35 x 0.35 x 3.24 x 25 = 9.92 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.48x0.30x0.40) + (3.33x0.30x0.35)] = 22.18 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+G_{poteau} =94.89+9.92+22.18 = **126.99kN**

-Niveau (3éme étage)

$G_{palncher}$ = 6.36 x 14.92 = 94.89 kN

$G_{poteau\ sollicite}$ = 0.35 x 0.35 x 3.24 x 25 = 9.92 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.48x0.30x0.40) + (3.33x0.30x0.35)] = 22.18 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+G_{poteau} =94.89+9.92+22.18 = **126.99 kN**

-Niveau (2éme étage)

$G_{palncher}$ = 6.36 x 14.92= 94.89 kN

$G_{poteau\ \textbf{sollicite}}$ = 0.40 x 0.40 x 3.24 x 25 = 12.96 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.48x0.30x0.40) + (3.33x0.30x0.35)] = 22.18 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ =94.89+12.96+22.18 = **130.03 kN**

-Niveau (1éme étage)

$G_{palncher}$ = 6.36 x 14.92= 94.89 kN

$G_{poteau\ \textbf{sollicite}}$ = 0.40 x 0.40 x 3.24 x 25 = 12.96 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.48x0.30x0.40) + (3.33x0.30x0.35)] = 22.18 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ =94.89+12.96 +22.18 = **130.03 kN**

-Niveau (RDC)

$G_{palncher}$ = 6.36 x 14.92 = 94.89kN

$G_{poteau\ \textbf{sollicite}}$ = 0.45 x 0.45 x 3.24 x 25 = 16.40 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(4.48x0.30x0.40) + (3.33x0.30x0.35)] = 22.18 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ =94.89+16.40+22.18 = **133.47KN**

- Loi de dégression [4]

Effort normal de résistance $\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \mathbf{\overline{N}_u = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u} \end{cases}$

- **charge d'exploitation:**
  - Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m²
  - Habitation : Q =1.5 KN/m²
  - Administration : Q =2.5 KN/m²
  - Dépôt : Q = 3.5 KN/m²

- **Charge permanentes total** :

Détermination des charges permanente :

G plancher t ou c =point de plancher terrasse x S plancher t ou c .

G (poutres principales ou secondaires) =b x h x L x poids volumique du béton armé .

G (poteau) = b x h x he x poids volumique du béton armé .

Poids volumique de béton armé =25KN/m .

- **Charge d'exploitation totale :**

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression.

La loi de dégression des charges s'applique au bâtiment à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes.

Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégressions, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de(05) .

$Qn=Q_0+[(3+n)/(2n)][Q_1+Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_n]$

Cette équation est donnée par [**ART.6.3 DTR BC.2.2**]

Q :Le coefficient etant valable pour $n \geq 5$.

n : Nombre d'étage .

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse .

Q1,Q2 , …….. ,Qn :Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs .

Tableau II .7 :Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	∑ Surcharge	∑ Surcharge (KN/m²)
6	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	20.936
5	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$	52.341
4	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$	80.605
3	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	105.729
2	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	127.712
1	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0.75(Q_1+\ldots\ldots\ldots+Q_6)$	146.555
RDC	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0.71(Q_1+\ldots\ldots\ldots+Q_7)$	162.257

Tableau II.8: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

Niv	G (kN)		Q (kN)		N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)
	G (du niv)	$G_{cumulée}$	Q_{etage} x St (du niv)	$Q_{cumulée}$		
6^{éme}	130.93	130.93	17.35	17.35	206.54	227.18
5^{éme}	124.36	255.29	26.02	43.37	411.77	452.94
4^{éme}	126.99	382.28	26.02	66.80	618.33	680.16
3^{éme}	126.99	509.27	26.02	87.62	820.99	903.09
2^{éme}	130.03	639.03	26.02	105.84	1023.85	1126.23
1er	130.03	769.33	26.02	121.46	1222.81	1345.08
RDC	133.47	902.80	26.02	134.47	1426.28	1568.90

II.5.3. Prédimensionnement des poteaux

Tableau II .9: Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau

Étage	Dimension	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\bar{N}$(kN)
$6^{éme}$	30×30	78400	3.24	1.837	0.087	21.210	0.792	90000	1174.4281
$5^{éme}$	30×30	78400	3.24	1.837	0.087	21.210	0.792	90000	1174.4281
$4^{éme}$	35×35	108900	3.24	1.837	0.101	18.180	0.806	122500	1660.7708
$3^{éme}$	35×35	108900	3.24	1.837	0.101	18.180	0.806	122500	1660.7708
$2^{éme}$	40×40	144400	3.24	1.837	0.115	15.907	0.816	160000	2228.2147
1^{er}	40×40	144400	3.24	1.837	0.115	15.907	0.816	160000	2228.2147
RDC	45×45	184900	3.24	1.837	0.130	14.140	0.823	202500	2876.4404

-Vérification du Nu(KN)≤$\bar{N}$(kN)

Tableau II.10 : Vérification du Nu(KN) ≤ $\bar{N}$(kN)

Étage	1.1 Nu	$\bar{N}$	Nu ≤ $\bar{N}$
$6^{éme}$	227 .189	1174.4281	**CV**
$5^{éme}$	452.943	1174.4281	**CV**
$4^{éme}$	680.165	1660.7708	**CV**
$3^{éme}$	903.094	1660.7708	**CV**
$2^{éme}$	1126.238	2228.2147	**CV**
1^{er}	1345.088	2228.2147	**CV**
RDC	1568.904	2876.4404	**CV**

-Vérification vis-à-vis du RPA 99

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Min (b_1. h_1) ≥30 cm. En zone III

- Min (b_1. h_1) $\geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

Donc. pour le poteau carré (30x30) on a :

Min (30. 30) = 30 cm ≥30 cm. (C.V)

Min (30. 30) =30 cm ≥324/20 =16.20 cm (C.V)

1/4< 30/30 = 1 < 4 (C.V)

II.6.Conclusion

Toutes les vérifications deRPA99 sont satisfaisantes**.**

II.7.LES VOILES

Les voiles sont des murs en béton armés, ils auront pour le rôle de contreventement et de reprendre des charges verticales et efforts horizontaux.

Le RPA99 version 2003[Art 7.7.1], exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

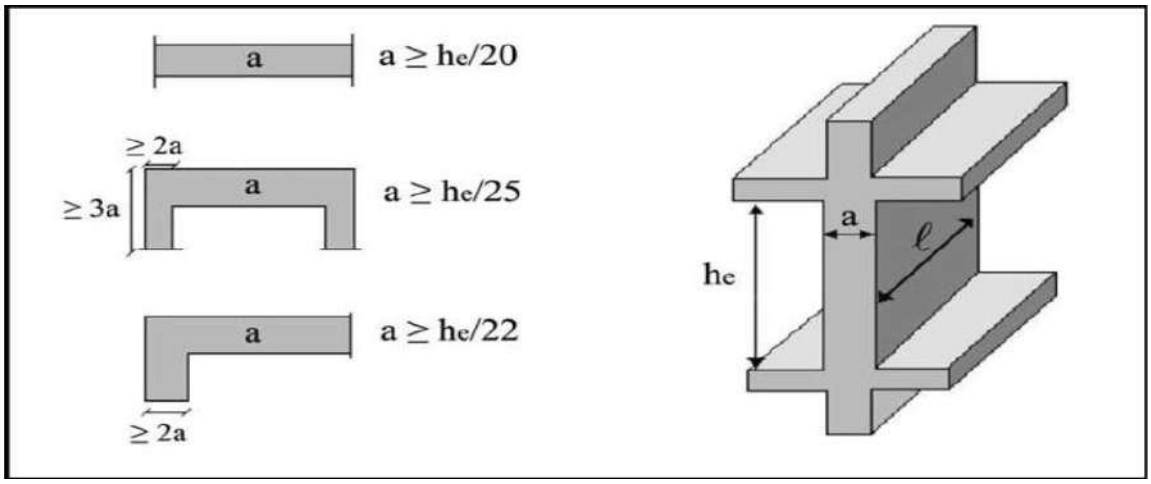


Figure 0.3 : Vue en plan et vue en 3D du voile.

Dans notre cas on a :

h_e=3.24– 0.35=2.89 m

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25}\right]$$

a≥ Max [15cm ;13.13 ;11.56]

On adopte : $a = 15$ cm

II.8.Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique.

CHAPITRE III :

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul est effectué alors pour une bande d'un mètre (1m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. Les résultats sont obtenus en utilisant le logiciel de calcul SOCOTEC, ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant, la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

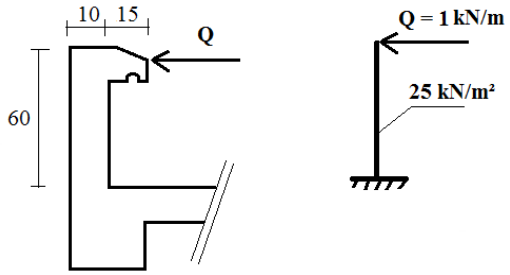
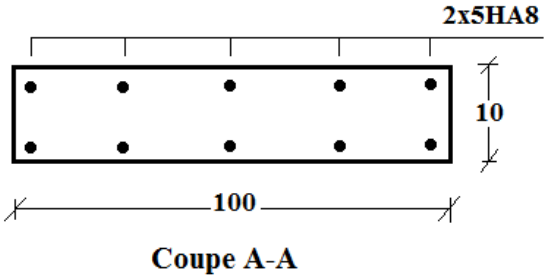


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Tableau.III.1 :Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	$A_{rép\ choisie}$ (cm²)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
Section 100x10 (cm²)	1,875	0,60	0,17	0	2x5HA8 = 2x2,51	2x4HA8 = 2x2,01	25	20



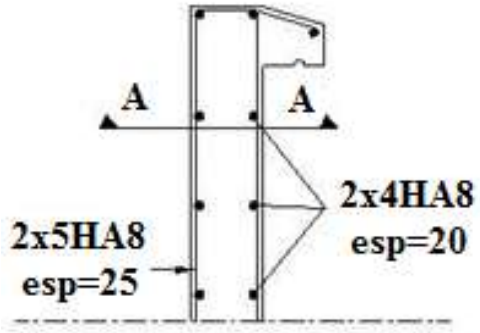


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation. Il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en BA, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement ;
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (G et Q), en traitant les deux éléments suivants :

- Les poutrelles .
- La dalle de compression.

III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d:(2x (0,60/2)xL). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage(annexe1), comme il est comme suite :

III.2.1.1. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G .
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou $(0,5*L)$ kN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en (annexe 1), Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que $A' \neq 0$, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_l$. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 1.00 m entre les étaiements.

III.2.1.2. Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- Poutrelle à 6 travées .
- Poutrelle à 3 travées.

Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (annexe A), Si ses conditions ne sont pas remplies, on fait le calcul par une méthode plus rugueuse.Dans ce cas, il s'agit de la méthode de Caquot (annexe 1).

III.2.1. 3 Type 1 : poutrelle à 6 travée :

Tableau.III.2 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU

travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	6.41	4.00	4.00	12.82	2.56	9.25	6.91	11.14	-14.49
BC	6.41	3.15	2.52	7.95	9.25	5 .38	0.63	11.32	-8.86
CD	6.41	3.5	2.8	9.81	5.38	6.00	4.12	11.04	-11.39
DE	6.41	3.55	2.84	10.09	6.00	8.41	2.89	10.69	-12.05
EF	6.41	4.6	3.68	16.95	8.41	12.60	6.44	13.83	-15.65
FG	6.41	4.4	4.4	15.51	12.60	3.10	7.66	16.26	-11.94

Tableau.III.3 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU

Travées	qu (KN)	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	6.50	4.00	4.00	13.00	2.60	9.39	7.01	11.31	-14.70
BC	6.50	3.15	2.52	8.06	9.39	5.46	0.64	11.49	-8.99
CD	6.50	3.50	2.80	9.96	5.46	6.08	4.19	11.20	-11.56
DE	6.50	3.55	2.84	10.24	6.08	8.53	2.93	10.85	-12.23
EF	6.50	4.60	3.68	17.20	8.53	12.78	6.54	14.03	-15.88
FG	6.50	4.40	4.40	15.73	12.73	3.15	7.77	16.49	-12.11

Type 1 : poutrelle à 6 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))

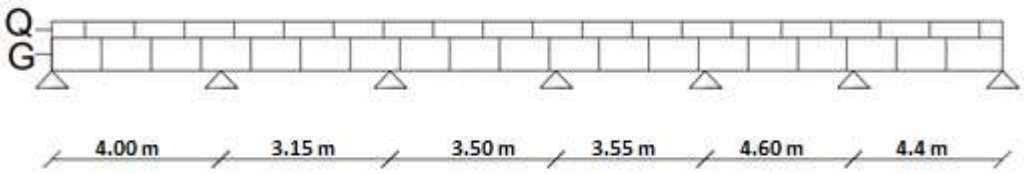
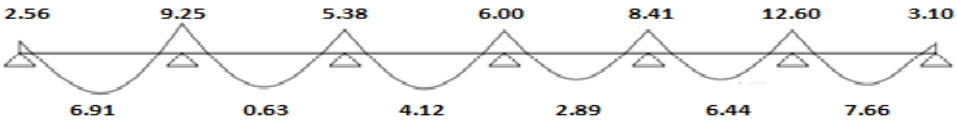
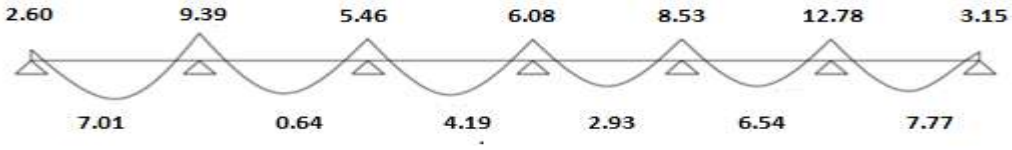


Figure III.3 :Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées

a)



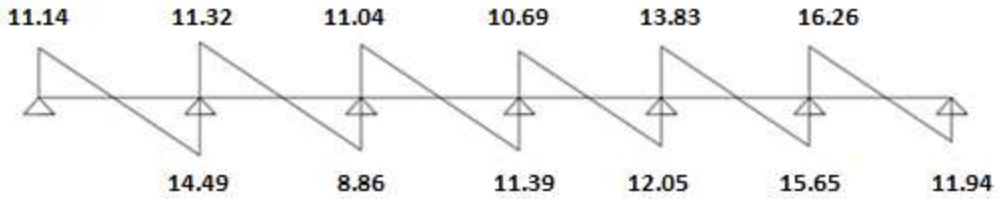
a)



b)

Figure III.4 : Diagrammes des moment sà l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

a)



b)

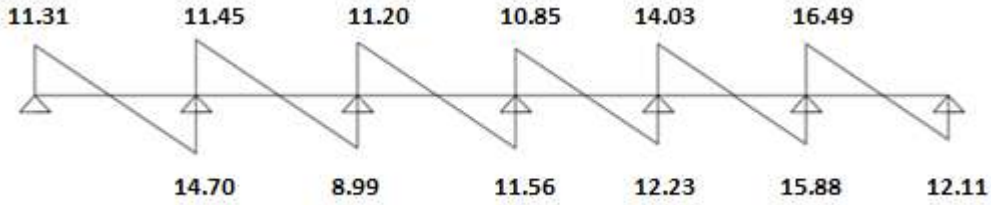
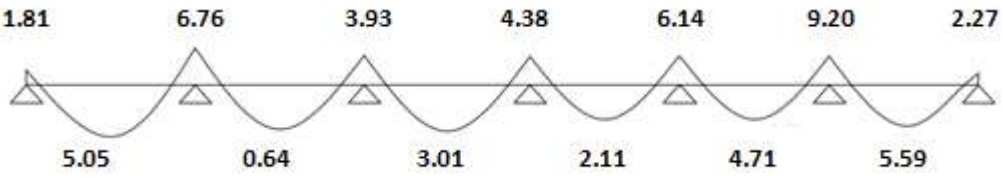


Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

Tableau.III.4 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELS

Travées	qser (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	4.68	4.00	4.00	9.36	1.87	6.76	5.05
BC	4.68	3.15	2.52	5.80	6.76	3.93	0.46
CD	4.68	3.50	2.80	7.17	3.93	4.38	3.01
DE	4.68	3.55	2.84	7.37	4.38	6.14	2.11
EF	4.68	4.60	3.68	12.38	6.14	9.20	4.71
FG	4.68	4.40	4.40	11.33	9.20	2.27	5.59

a)



b)

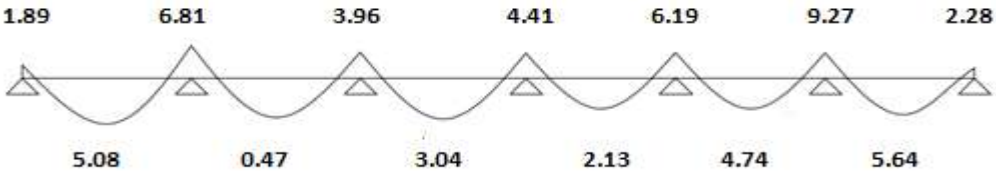


Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

Tableau.III.5 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS

Travées	qser (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KNm)	M (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	4.71	4.00	4.00	9.43	1.89	6.81	5.08
BC	4.71	3.15	2.52	5.85	6.81	3.96	0.47
CD	4.71	3.50	2.80	7.22	3.96	4.41	3.04
DE	4.71	3.55	2.84	7.43	4.41	6.19	2.13
EF	4.71	4.60	3.68	12 .47	6.19	9.27	4.74
FG	4.71	4.40	4.40	11.41	9.27	2.28	5.64

III 2 .1.4 : Type 2 poutrelle à 3 travée :

Tableau.III.6 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU

Travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	6.40	4.00	4.00	12.82	2.56	9.25	6.91	11.14	-4.49
BC	6.40	3.15	2.52	7.95	9.25	7.37	-.36	10.69	-9.50
CD	6.40	3.50	3.50	9.81	7.37	1.96	5.14	12.76	-9.67

Tableau.III.7 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU

Travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KNm))	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	6.50	4.00	4.00	13.00	2.60	9.39	7.01	11.31	-14.70
BC	6.50	3.15	2.52	8.06	9.39	7.48	0.37	10.84	-9.64
CD	6.50	3.50	3.53	9.96	7.48	1.99	5.22	12.95	-9.81

Tableau.III.8:Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELS

Travées	qser (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KNm	Mw (KNm)	M_e (KNm	M_t
AB	4.68	4.00	4.00	9.36	1.87	6.76	5.05
BC	4.68	3.15	2.52	5.80	6.76	5.38	-0.27
CD	4.68	3.50	3.50	7.17	5.28	1.43	3.76

Tableau.III.9: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS

Travées	qser (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	4.71	4.00	4.00	9.43	1.89	6.81	5.08
BC	4.71	3.15	2.52	5.85	6.81	5.43	-0.27
CD	4.71	3.50	3.50	7.22	5.43	1.44	3.79

Type 2 : poutrelle à 3 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))

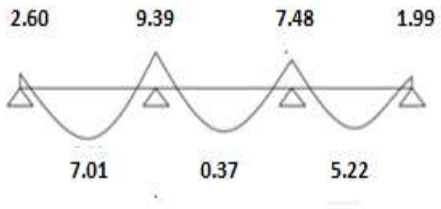
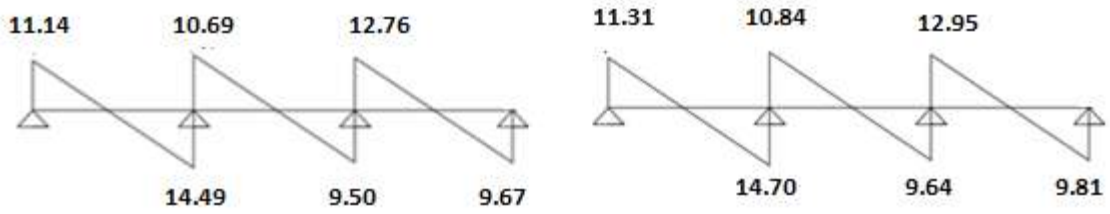
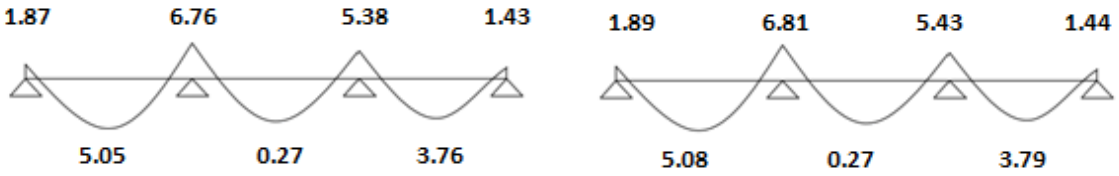


Figure III.7 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher



a) b)

Figure III.8 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher: a) terrasse et b) EC



a) b)

Figure III.09: Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.2, à l'étage courant et à la terrasse :

Tableau III.10 :Les moments maximums aux appuis et en travées

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)
Terrasse	12.60	9.20	7.66	5.59
EC	12.78	9.27	7,77	5,64

a) Calcul du ferraillage

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul Socotec pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul est la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul est la section en dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.10.

Pour le ferraillage, on va utiliser une poutrelle métallique standard (dont E400) dont les caractéristiques sont donnée sen (annexe2),Par contre, on va utiliser un acier à haute adhérence (dont E400) pour les armatures de renforcement (voir Tableau I.1 du chapitre I).

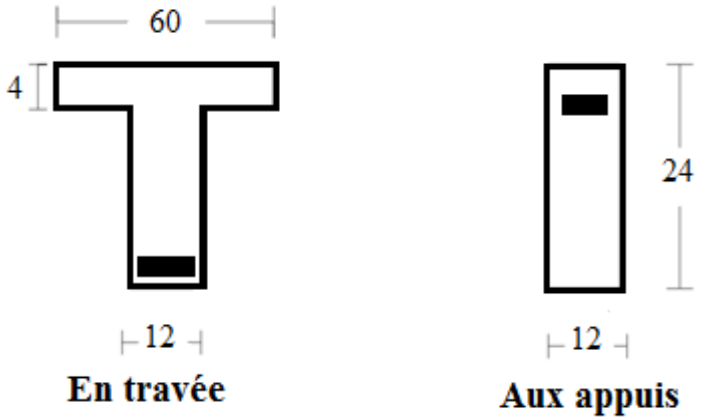


Figure III.10 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Tableau III.11 :Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Aux appuis	Terrasse	12.60	1.79(E400)	2HA12= 2.26
	EC	12.78	1,79(E400)	1HA12= 2.26
En travée	Terrasse	7.66	1,04 (E400)	1HA10+2HA8 =1.79
	EC	7,77	1,04 (E400)	1HA10+2HA8=1.79

b) Vérification à ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.8)

Tableau III.12 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	5.59	9.20	2.33	9.61	15	C.V
EC	5,64	9.27	2.33	9.61	15	C.V

c) Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible.

Tableau III.13: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Etages	T_u (kN. m)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Vérification
Terrasse	16.26	0,62	3,33	C.V
Courant	16.49	0,62	3,33	C.V

d) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe2),Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en (annexe A),dont les résultats sont présentés dans le tableau III.10.

Tableau III.14 : Vérification de la flèche

A (cm^2)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	M	y (cm)	$I_0(cm^4)$
1.79	5.64	0,007	163.12	0,44	12.85	16280.03
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
7612.2	11620.91	4.83	9.49	4.66	9.20	C.V

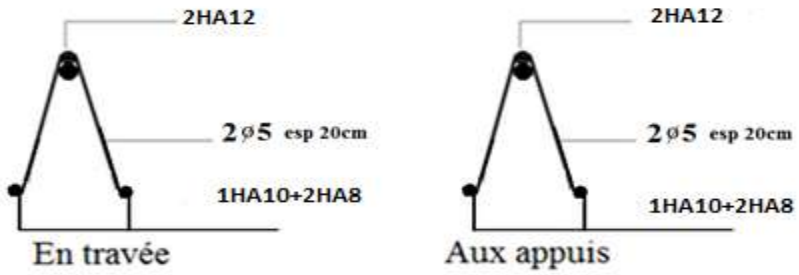


Fig.III.11 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage terrasse

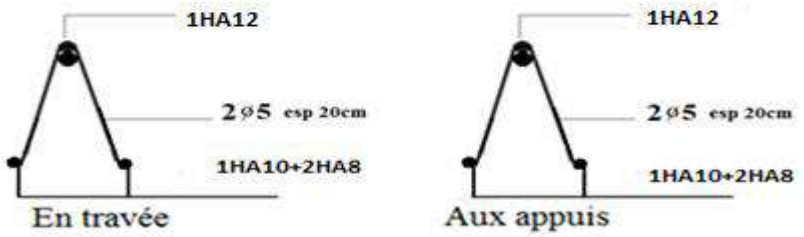


Fig.III.12 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage courant

III.2.2Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul fait en flexion simple(Voir annexe 5),. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

III.2.2.1.Prédimensionnement

On a une dalle encastrée à deux cotés (Figure III.12) dont le prédimensionnement est donné par la relation suivante :

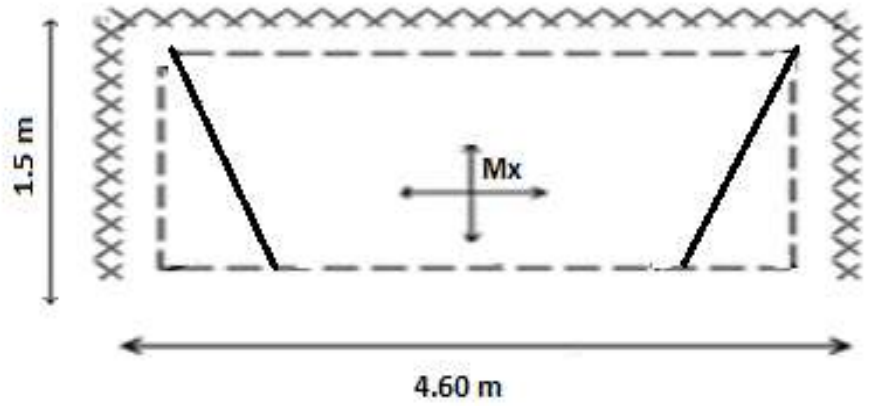


Figure III.13 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

- Détermination de l'épaisseur de la dalle pleine :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow \frac{460}{35} = 13.14cm \leq e \leq \frac{460}{30} = 15.33cm \Rightarrow \ on\ adopte\ e = 15cm$$

Tableau III.15 : travail externe et interne

Travail externe	Travail interne
P x f (3.45-1.25Y)	M x f ((3/Y)+6.13)

Travail externe=Travail interne ⟹ Pxf (3.45-1.25Y) = M x f (3/Y)+6.13)

=== P= M**[**((3/Y)+6.13) / (3.45-1.25Y))**]**

Ilfautque : ⟹ 0<y< 5.60 m

dM / dy y=0.7715 m ; Mt= 0.25xP ; Ma=0,5xMt

Tux = (P Lx Ly) / (2Ly+Lx) ; Tuy = (P Lx Ly) / (3Ly)

Lx = 1.5 m ; Ly = 4.6 m

Tous les calculs pour 1 ml

Tableau III.16 : Combinaisons des charges de la dalle pleine

Etage	Pu (kN/m)	Pse(kN/m)	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	Tu (kN)
En travée	14.30	10.21	3.58	2.55	Tux=9.22
En appuis	14.30	10.21	1.79	1.28	Tuy = 6.20

III.3.2.2. Calcul de ferraillage

III.3.2.2.1. Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple, une bonde de 1m et 15 cm d'épaisseur.

A calculée suivante les deux sens(X et Y)

Tableau III.17 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine

	M_{max}(kN .m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$S_t(cm$	$\overline{S_t}(cm$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	3.58	0.77	4HA10=3,14	25	33	C.V
En appuis	1.79	0,38	4HA10=3,14	25	33	C.V

- **Condition de non fragilité**

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$[1]

En travée et aux appuis : $A = 3{,}14(cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 * 100}{1000} = 1{,}5(cm^2)$

$\Rightarrow$ cv

III.3.2.3. Armatures de répartitions

Tableau III.18 : calcul de ferraillage (armature de répartitions) pour la dalle pleine

	$A_{rép}$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	0,78	4HA8=2,01	25	45	C.V
En appuis	0,78	4HA8=2,01	25	45	C.V

III.3.2.4. Vérification à l'ELS

il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $avec$ $\overline{\sigma_b} = 0.6x25 \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPa$

Tableau III.19 : Vérification contrainte à ELS

	A (cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3,14	2.55	1.57	15	C.V
En appuis	3,14	1.28	0.79	15	C.V

III.3.3. Vérification de l'effort tranchant a ELU

On doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

Tableau III.20 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	9.22	0,06	1,16	C.V

III.3.4. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe 3). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 3 dont les résultats sont présentés dans le tableau III.16.

Tableau III.21 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine

A (cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	M	y (cm)	$I_0(cm^4)$
3,14	1.28	0,0026	36.924	0	7.6369	29049.74
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
11266.9	59788.6	0.74066	0.41872	0.32194	9,20	C.V

III.4. Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre (Figure III.19).

III.4.1.Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 18.
- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1,62m (on va traiter la partie qui contient 10 contre marches)
- Hauteur du contre marche :
- $h = \frac{3,24}{18} = 18cm$
- Largeur de la marche : g = 30cm

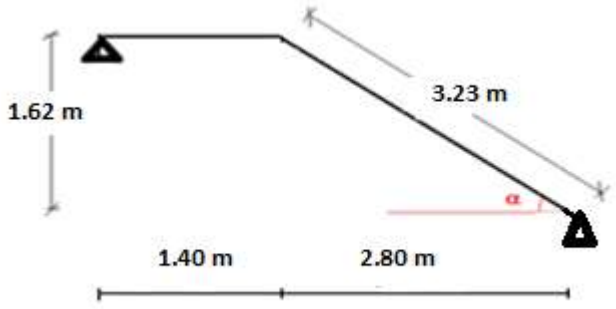


Figure III.14 : Dimensions de l'escalier

❖ **Vérification de la formule de Blondel**

60cm ≤ g+ 2h ≤66cm ⇨ g+ 2h =66cm (CV)[4]

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tg α = H / L = 1,62/ 2.80= 0,57 D'où alors : **α =30.52°**

$\boldsymbol{L_0 = \sqrt{1.62^2 + 2.80^2}}$ **=3.23m** $L_{tot} = L_1 + L_2 + L_3$=(1.40+2.80)=4.20 m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow$ 12 ≤ e ≤ 14 ⇨ **e=15cm**

III.4.2.Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.17et III.18.

Tableau III.22: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
4	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**4,95**

Tableau III.23: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre de la paillasse	0,15/ cos α	25	4.35
4	Poids des marches	0,18/ 2	25	2,25
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				7,80

Selon le DTR[4] charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q =2,5kN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison l'ELS. A cet effet, on aura les sollicitations illustrées dans les tableaux 19 et 20 ainsi que les figures III.15- III.16.

Tableau III.24: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						$0,85.M_0$(kN.m)	$0,50.M_0$(kN.m)
Palier	4,95	2,5	10,43	R_A=30.55	30.72	26.11	15.36
Paillasse	7,80	2,5	14,28	R_B=34.49			

Tableau III.25: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)	Réactions (kN)	M_0(kN.m)	Travée	Appuis
						0,85.M_0(kN.m)	0,50.M_0(kN.m)
Palier	4,95	2,50	7,45	R_A=21.94 R_B=24.86	22.11	17.69	11.06
Paillasse	7,80	2,50	10,30				

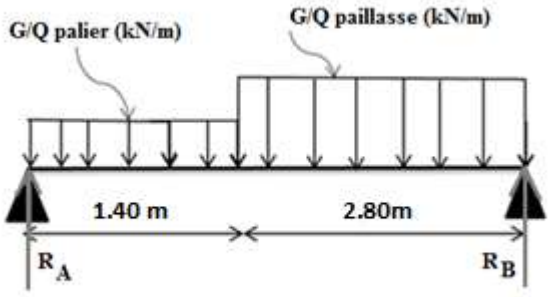


Figure III.15:Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier

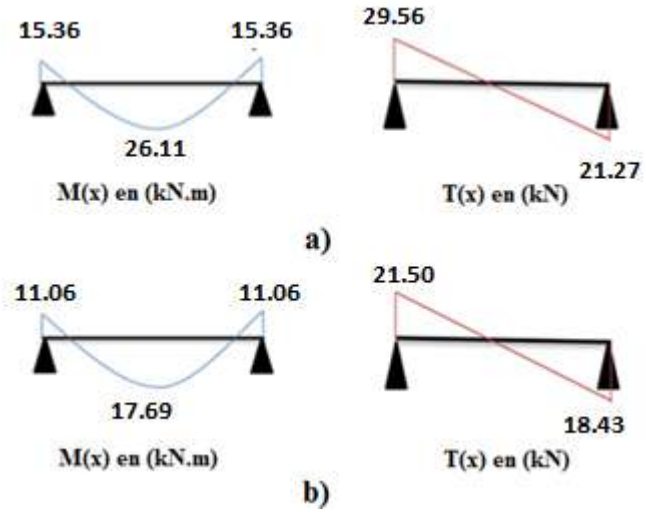


Figure III.16 : Diagrammes des efforts internes a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S

III.4.3.Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.21. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau III.26:Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²) (CBA)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{rép}$ $\frac{A}{4}$ (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
En travée	26.11	5.4	0,00	1,75	7HA12 = 7,69	1,92	4 HA 8 = 2,01
En appuis	15.36	3,1	0,00		5HA10 =3.92	0,98	4 HA 8 = 2,01

La vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 est vérifiée.

Tableau III.27:Vérification de la contrainte tangentielle

	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armatures de répartitions	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) = $\frac{V_u}{b_0.d}$	Obs
Travée	14,43cm ≤ 33cm	30,60cm ≤ 45cm	3,33	0,204	C.V
Appuis	22,50cm ≤ 33cm	30,60cm ≤ 45cm			

III.4.4.Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible : donc, on ne doit vérifierque : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau III.28:Vérification à l'E.L.S

	En travées	Aux appuis
A (cm²)	7,69	3,92
M_{ser} (kN.m)	17.69	11,06
$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ **(MPa)**	5.77	4.64
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ **=15 (MPa)**	C.V	C.V

III.4.5.Vérification de la flèche

Puisqueles conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.24 selon la méthode présentée à (annexe C).

Tableau III.29:Vérification de la flèche de l'escalier

M (kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	P	ß$_1$	M
19,97	7,92	14.85	0,029	0,87	0,77
L(m)	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f<f_{adm}$**
4.6	7.39	17.43	10.03	18.4	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en prédimensionnement : e=15cm.

III.4.6.Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle est calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de prédimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.4.6.1.Prédimensionnement

Le prédimensionnement de la poutre palière (Figure III.18) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.25:

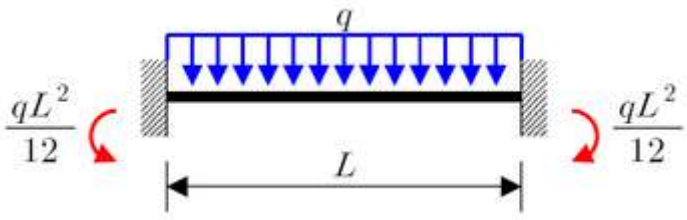


Figure III.17: Schéma statique équivalent de la poutre palière

Tableau III.30:Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 3,10 m ⇒20.66 cm ≤ h ≤31 cm . On adopte : h = 35 cm 9 ≤ b ≤21cm. On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30 cm ≥ 30 cm ; b=30 cm ≥ 20 cm ; h/b=1.16
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.112) ≥ (1/16=0,0625) (C.V)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30 cm

III.4.6.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre:G_{poutre}= 0,35×0,30×25= 2.62kN/m

$G_{POIDSDUMUR}$= 1.62x(3.24-0.35)/2=2.34 KN/m

G_{tot} =2.62+2.34 = 4.96KN

Charge due aux réactions : R_u= 12.94 KN R_{ser}=9.42kN

$P_U = 1.35x\, G_{tot} + (R_U/3.10)$ = 10.87KN/m

$P_s = G_{tot} + (R_s/3.10)$=7.86KN/m

III.4.6.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, la méthode R.D.M. donne les efforts internes illustrés dans le tableau III.26 :

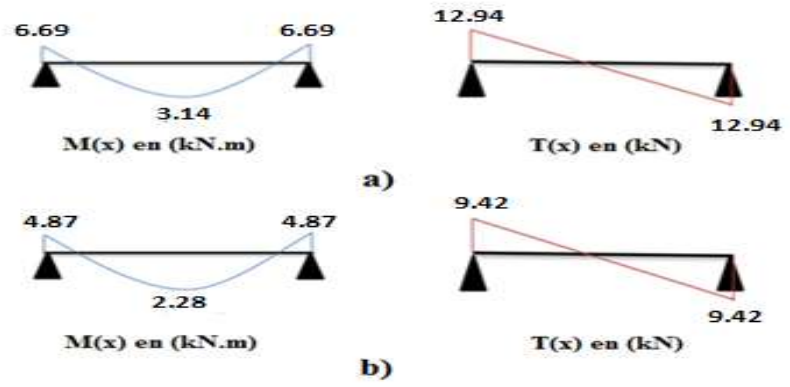


Figure III.18:Efforts internes dans la poutre palière a)à l'ELU et b)à l'ELS

III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime. Une démonstration de calcul du ferraillage en détail avec toutes les vérifications nécessaires à l'ELU et à l'ELS d'une poutre porteuse selon les règlements en vigueur [1, 2] est donnée en (annexe C), Par contre, on va présenter des tableaux récapitulatifs suivants, les résultats obtenus.

Tableau III.31:Ferraillage de la poutre palière

	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{tenduemin}$ (cm²) CBA	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{totalemin}$ (cm²) RPA	Obs
En travée	3.14	0.29	0,00	0,75	3HA12=3,39	3,75	C.V
En appuis	6.69	0.62	0,00	0,75	3HA12=3,39		C.V

Tableau III.32 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Section (cm²)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	Obs
30x35	**Travée**	2.28	3.39	0	0.61	23.5	C.V
	Appui	4 .87	3,39	0	1.29	50.3	C.V

Tableau III.33 :Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière

Section (cm²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
30x35	12.94	0,134	3,3	C.V

La section d'armature transversale (A_t) de la poutre palière , ainsi que leurs espacements (S_t), sont résumés dans le tableau III.6:

Tableau III.34: Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

section cm²	τ_U MPa	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			$S_{t\ adopté}$		A_t(cm²)	
		S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$	A_{min}
30x35	0.134	22,47	25,7	26,5	15,06	7,50	15,0	10	15	4 Φ 6	0,90

En revanche, puisque la deuxième condition de la méthode forfaitaire (annexe 3), n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche et faire les vérifications nécessaires (Tableau III.30).

Tableau III.35: Vérification de la flèche de la poutre palier

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ(%)	ß1	M
2.28	3.39	18.16	0.0035	0.87	0.50
L(m)	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**Δf < f_{adm}**
3,10	0.10	0.0317	0.073	6.2	C.V

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. On garde alors les dimensions choisies initialement en prédimensionnement : bxh=30x35 cm².

CHAPITRE IV :

ÉTUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE IV:ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

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

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

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse et Centre de torsion

IV.2.1.a. Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum W_i \times Y_i}{W_i}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2.b. Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad YT = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
- pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
- pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Tableau IV.1 : Comportement modal de la structure

Modes	Mode 1/T1=0.366 s	Mode 2/T2=0.252 s	Mode 3/T3=0.176 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant x	61.46	5.41	1.08
Suivant y	4.27	62.62	2.27
Autour de z	1 .81	0.90	66.30

Dimensions du bâtiment

Longueur du bâtiment ⟹ **23.20 m**

Longueur du bâtiment ⟹ **17.40 m**

Excentricité admissible :

Excentricité suivant **Lx =15%. Lx = 3.48 m**

Excentricité suivant **Ly=15% Ly=2.61 m**

Tableau IV.2 : Calcul du centre de masse centre d'inertie.

Niveau	Inertie et centre d'inertie		Masse et centre de Masse		
	X_T (m)	Y_T(m)	Masse. g(kN)	X_G(m)	Y_G(m)
RDC	10.573	11.266	3368 .390	13.410	10.216
Etage 1	10.994	11.356	3319.439	13.409	10.216
Etage 2	11.312	11.410	3270.488	13.409	10.216
Etage 3	11.569	11.443	3227.296	13.408	10.217
Etage 4	11.785	11.467	3184.103	13.407	10.217

Etage 5	11 .971	11.485	3142.970	13.431	10.247
Etage 6	12.079	11.465	374.993	12.847	7.906

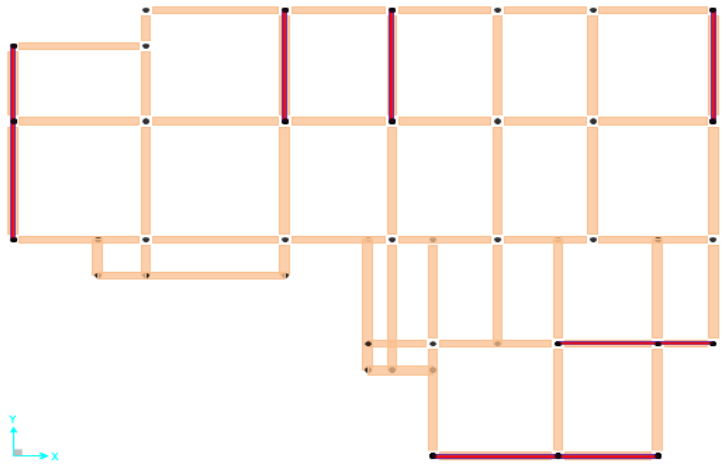


Figure IV.1.disposition des voiles

IV.2.3. Excentricité

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :$E_x = |X_T - X_G|$; $E_y = |Y_T - Y_G|$

Tableau IV.3. Calcul de l'excentricité théorique

Niveau (m)	$E_x = \|X_T - X_G\|$ (m)	$E_y = \|Y_T - Y_G\|$ (m)	Vérification
RDC	2.837	1.050	C.V
Etage 1	2.415	1.140	C.V
Etage 2	2.097	1.194	C.V
Etage 3	1.839	1.226	C.V
Etage 4	1.622	1.250	C.V
Etage 5	1.460	1.238	C.V
Etage 6	0.771	3.5	C.N.V

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle :[RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
RDC	23.20	17.40	1.16	0.87
Etage 1	23.20	17.40	1.16	0.87
Etage 2	23.20	17.40	1.16	0.87
Etage 3	23.20	17.40	1.16	0.87
Etage 4	23.20	17.40	1.16	0.87
Etage 5	23.20	17.40	1.16	0.87
Etage 6	23.20	17.40	1.16	0.87

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à±0,05L,(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.5 .Calcul de l'excentricité totale

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
Etage 1	2.83	1.16	3.99	1.050	0.87	1.92
Etage 2	2.415	1.16	3.575	1.140	0.87	2 .01
Etage 3	2.790	1.16	3.95	1.194	0.87	2.064
Etage 4	1.839	1.16	2.999	1.226	0.87	2.096
Etage 5	1.622	1.16	2.782	1.250	0.87	2.12
Etage 6	1.460	1.16	2.62	1.238	0.87	2.108
Eage 7	0.771	1.16	1.931	3.50	0.87	4.37

IV. 3. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant plusieurs méthodes, on site :

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

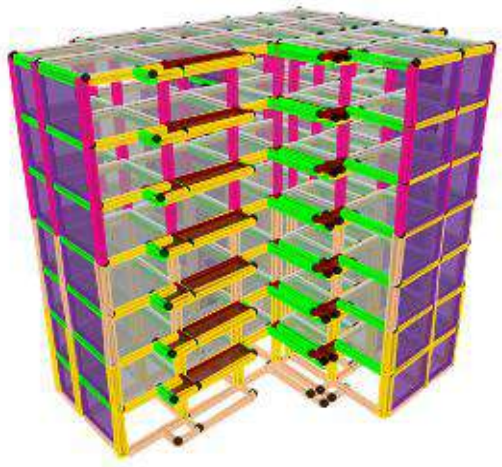
IV.3.1.Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.1.1.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 calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.3.1.2. Modélisation

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'article [4.3.2.bdu RPA 99V2 003], on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure.



IV.3.1.3. Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R}) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2)➔A = 0,25.

b. facteur de correction d'amortissement η

$$\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,88

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

Tableau IV.6. Détermination du coefficient de comportement R du structure

Niveau	1er	2eme	3 eme	4 eme	5 eme	6eme
$S_{étage}(m^2)$	313.516	313.5163	313.5163	313.5163	313.5163	313.5163
$S_{voiles}(m^2)$	58.46	58.46	58.46	58.46	58.46	58.461
$*S_{voiles}/ S_{étage}<20\%$	18.6%	18.6%	18.6%	18.6%	18.6%	18.6%

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 3.5

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Détermination du facteur de qualité Q du bloc

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	0	0
2	Redondance en plan	Oui	0	0	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	0.05	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	0	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	0.05	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	0	0

En récapitulant les résultats on trouve :

Q = 1+ 0.10= 1.10

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3}$$

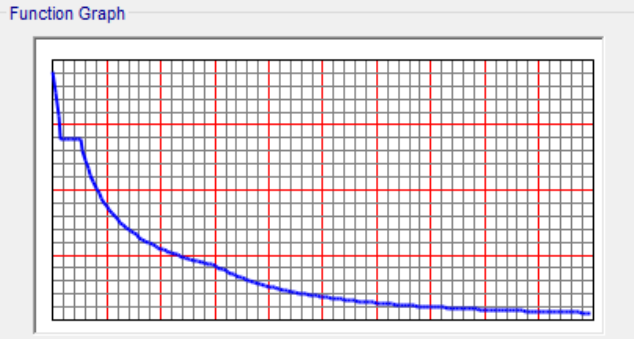


Figure IV.2. Spectre de réponse.

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- **Stabilité de la structure**

1.Vérification du comportement modale de la structure.

2.Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).

3.Vérification de la force sismique V à la base.

4.Vérification de la stabilité au renversement.

5. Vérification de l'effet P-Δ.

- **Résistance des éléments**

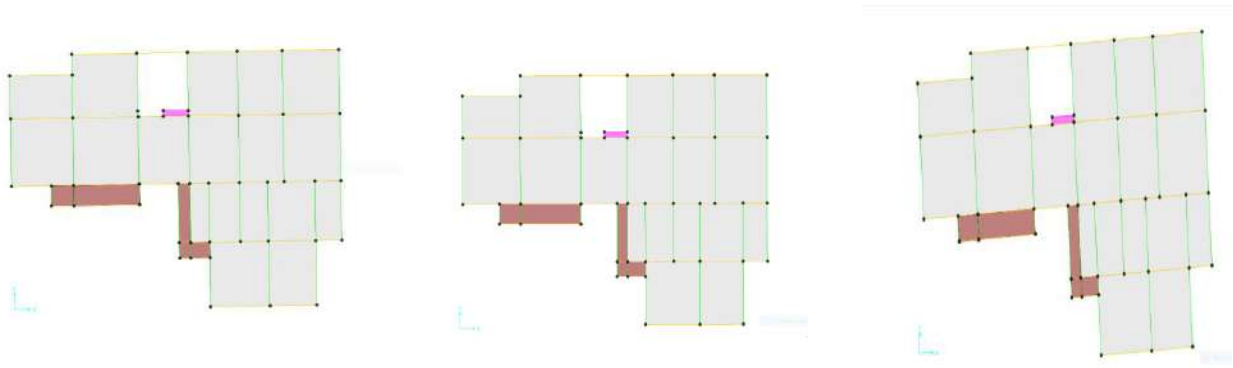
6.Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.

7.Vérifications des déplacements inter-étage

8.Vérification du cisaillement des éléments

9.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1.Vérification du comportement modale de la structure



Mode 1 Mode 2 Mode 3

Figure IV.3. Le comportement des trois premiers modes.

Tableau IV.8. Le comportement des trois premiers modes

Mode	Période	Le comportement des trois premiers modes			Nature
		U_X	U_Y	R_Z	
1	0.582	0.404	0.150	0.012	Translation Pure
2	0.405	0.215	0.445	0.007	Translation Pure
3	0.242	0.058	0.067	0.532	Torsion Pure

IV.4.2. Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après [RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a].

Tableau IV.9.Périodes et coefficients de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		U_x	U_y	R_z
1	0.582	0.404	0.150	0.012
2	0.405	0.215	0.445	0.007
3	0.242	0.058	0.067	0.532
4	0.148	0.129	0.036	0.034
5	0.107	0.0009	0.0019	0.0008
6	0.098	0.0065	0.015	0.00094
7	0.095	0.048	0.125	0.00131
8	0.094	0.001	0 .0051	0.000011
9	0.091	0.000001	0.000015	8.095E-07
10	0.089	0.0025	0.0025	0.00125
…….	……	…….	…….	……..
22	0.0690	0.905	0.863	0.7232
55	0.446	0.961	0.899	0.900

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, où le coefficient de participation massique atteint les 90% (x et y) qu'après le 9ème mode.

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

- A : coefficient d'accélération de zone

Tel que: A = 0,25

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D=\begin{cases}2{,}5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3{,}0\ s\\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3{,}0\ s\end{cases}$$

T2 = 0,5 s, [RPA99 version 2003 tableau 4.7] (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0.88

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=C_T\,h_N^{\frac{3}{4}}$

C_T=0.05 ⇨ T=0.05*$22.68^{3/4}$=0.519 s

D= 2.2

- R : coefficient de comportement global de la structure

R = 3.5

- Q : facteur de qualité

Q=1.10

- W : poids total de la structure

$$W=\sum_{i=1}^{n}W_i \qquad \text{avec } W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}\ ;\ \beta_1=0{,}2$$

Tableau IV.10.Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D	R	Q	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0,25	2.2	3.5	1.10	18087.67	3599.67	3599.67

Tableau IV.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	Vt / V	$V_t / V \geq 0,8$
X	3599.67	3172.094	0.881	**C.V**
Y	3599.67	3032.357	0.840	**C.V**

La force dynamique est équivalente à la force statique dans les deux directions $\frac{Vt}{V} \geq 0,8$.

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement:

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \quad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G . Wi \\ M_{ty} = X_G . Wi \end{cases}$$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

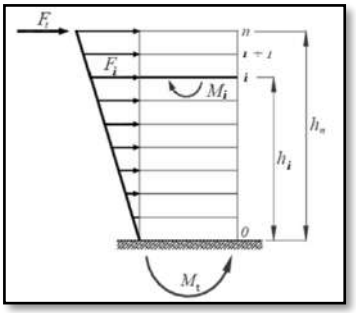


Figure IV.4. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV. 4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

:[Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

Donc on a:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_y = \alpha_y.V_y$$

Tableau IV.12. Forces sismiques selon la hauteur suivant X et y

h_i (m)	W_i(kN)	Vtx (kN)	Vty (kN)	$W_i h_i$	F_{ix}(kN)	F_{iy}(kN)
22.68	374 .993	3172.094	3032.357	8504.84	124.086	118.62
19.44	3142.970	3172.094	3032.357	61099.33	891.44	852.17
16.20	3184.103	3172.094	3032.357	51582.46	752.59	719.44
12.96	3227.296	3172.094	3032.357	41825.75	610.24	583.36
9.72	3270.488	3172.094	3032.357	21977.67	320.65	306.53
6.48	3319.439	3172.094	3032.357	21509.96	313.83	300.008
3.24	3368.390	3172.094	3032.357	10913.58	44.242	152.21
∑				217413.59	3057.078	3032.33

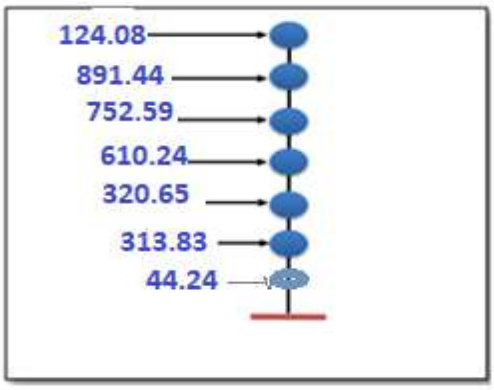


Figure IV.5. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

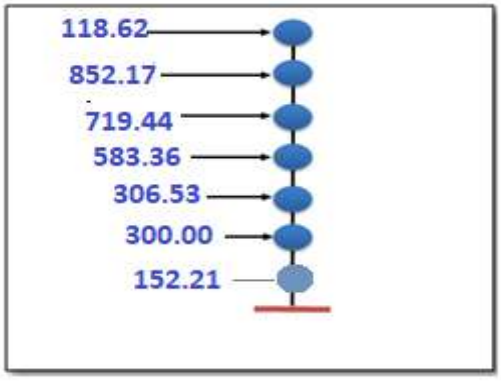


Figure IV.6. Concentration des force sismiques aux étages suivant Y.

IV. 4.4.2. Moment de renversement

Tableau IV.13. Calcul du moment de renversement

h_i(m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{oxi} (kN.m)	M_{oyi} (kN.m)
22.68	124.086	118.62	2814.27	2690.30
19.44	891.44	852.17	17329.59	336887.22
16.20	752 .59	719.44	12191.95	11654.928
12 .96	610.24	583.36	7908.71	7560.3456
9 .72	320.65	306.53	3116.71	2979.47
6.48	313.83	300.008	2033.61	1944.05
3.24	44.242	152.21	136.864	493.16
∑Mo			45531.70	364209.4736

IV. 4.4.3. Moment stabilisant

Tableau IV.14. Calcul du moment stabilisant.

h_i (m)	W_i (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)
22.68	374.993	12.487	7.906	5057.53	2964.69
19.44	3142.970	13 .431	10.247	42213.23	32206.01
16.20	3184.103	13.407	10.217	42689.26	32531.98
12 .96	3227.296	13.408	10.217	43271.58	32973.28
9.72	3270.488	13.409	10.216	43853.97	33411.30
6.48	3319.439	13.409	10.216	44510.35	33911.38
3.24	3368.390	13.410	10.216	45179.10	34411.47
∑			**M_t**	266765.84	202410.11

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.15. Vérification de stabilisation.

M_{tx}(kN.m)	M_{ty}(kN.m)	M_{ox}(kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$M_t / M_0 \geq 1{,}5$
266765.84	202410.11	45531.70	36209.47	7.36	4.45	C.V

La structure stable vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 4.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0{,}10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0{,}20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0{,}20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.16. Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k(KN)	V_{kx}(KN)	Δ_{kx}(cm)	θx	θ≤ 0,10
19.44	3142.97	886.12	0.67	0.007	**C.V**
16.20	3184.1	748.1	0.65	0.009	**C.V**
12.96	3227.3	606.6	0.61	0.01	**C.V**
9.72	3270.49	461.04	0.51	0.011	**C.V**
6.48	3319.44	311.96	0.38	0.012	**C.V**
3.24	3368.39	158.28	0.20	0.013	**C.V**

Tableau IV.17. Vérification l'effet P-Δ sensY

h_k (m)	P_k(KN)	V_{ky}(KN)	Δ_{ky}(cm)	θy	θ≤ 0,10
19 .44	3142.97	844.57	0.36	0.004	**C.V**
16.20	3184.1	713.02	0.36	0.005	**C.V**
12.96	3227.3	578.16	0.33	0.006	**C.V**
9.72	3270.49	539.42	0.28	0.006	**C.V**
6.48	3319.44	297.33	0.21	0.007	**C.V**
3.24	3368.39	150.86	0.11	0.008	**C.V**

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

IV. 4.6.Vérifications du déplacement en tête du bâtiment

Tableau IV.18. Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	δ_k =R. δ_e (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.h_e (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$	εx %	[ε]%
19.44	0.863	3.023	0.669	3.24	C.V	1.45	3.5
16.20	0.672	2.352	0.454	3.24	C.V	1.41	3.5
12.96	0.485	1.698	0.602	3.24	C.V	1.30	3.5
9.72	0.313	1.096	0.515	3.24	C.V	1.11	3.5
6.48	0.166	0.581	0.385	3.24	C.V	0.83	3.5
3.24	0.056	0.196	0.196	3.24	C.V	0.42	3.5

Tableau IV.19.Vérification des déplacements inter-étages sensY

Niveau (m)	δ_e (cm)	δ_k =R. δ_e (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.h_e (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$	εy %	[ε]%
19.44	0.471	1.649	0.364	3.24	C.V	0.79	3.35
16.20	0.367	1.282	0.354	3 .24	C.V	0.76	3.35
12.96	0.266	0.931	0.329	3 .24	C.V	0.71	3.35
9.72	0.172	0.602	0.280	3.24	C.V	0.60	3.35
6.48	0.092	0.322	0.210	3.24	C.V	0.45	3.35
3.24	0.032	0.112	0.112	3.24	C.V	0.24	3.35

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

$$\delta_K = R\delta_{ek} \text{ [RPA: Art 4.4.3]}$$

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Déformation sous l'effet de la force E_{dx} :

δ_x. R = 1.39x 4 =5.56 cm

Déformation sous l'effet de la force E_{dy} :

δ_y. R =1.10x 4= 4.40 cm *IV. 4.7.Vérifications des déplacements inter-étage*

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

IV. 4.7. Vérification du cisaillement des éléments

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par:

1. Selon le RPA 99; la contrainte de cisaillement dans le béton à la valeur suivante:

$$\overline{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: Élancement mécanique.

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Rayon de giration.

L_f: Longueur de flambement.

A: Section du poteau./

I: Moment d'inertie du poteau.

2. Selon le C B A,la contrainte admissible de cisaillement est égale à:

Si

la fissuration est peu nuisible:

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4{,}32\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Si la fissuration est préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}15\, f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau}_u = 2{,}5\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3{,}26\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Tableau. IV.20.Vérification des contraintes de cisaillement

Elément	Section (cm²)	Situation	T_u (kN)	τ_u (MPa)	τ_{uadm}(MPa)	$\tau_u<\tau_{uadm}$
Pp	**30x40**	Durable	127.58	1.14	3.26	C.V
Ps	**30x35**	Accidentel	83.73	0.87	3.26	C.V
Pot	**45x45**	Accidentel	15.94	0.08	3.33	C.V

Les sections des poutres principale (30x40) et les poutres secondaire (30x35) et les poteaux (45x45) suffisamment pour équilibré les contrainte de cisaillement.

IV. 4.8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

$$\gamma=\frac{N_{max}}{\beta_r\times f_{c28}}<0,3$$

N_{max}= 1093.45KN β_r=(0.45×0.45) m² f_{c28} =25Mpa

$$\gamma=\frac{N_{max}}{\beta_r\times f_{c28}}=\frac{1093.45\times10^3}{0.45\times0.45\times25x1000}=0,21<0,3$$

La section choisie dans l'étape prédimensionnement (45×45) et suffisamment pour supporter l'effort N réduit.

IV.4.9.Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement.
- ✓ L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferraillage des éléments structuraux.

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.2. Les combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- Combinaisons exigées par le [2]

* E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q

* E.L.S: G + Q

- Combinaisons exigées par le [1]

* 0.8 G ± E

* G + Q ± E

G: charge permanente. Ferraillage des éléments résistants

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3.Recommandation des règlements

Selon le règlement RPA99 v 2003

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$ (zone courante). [1]

- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$ (zone de recouvrement). [1]

La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone III).

Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003\ St.\ b$ [1]

B: longueur de la poutre.

S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale).

- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

V.4. Ferraillage des poutres

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

- Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple.

Tableau V.1: Ferraillage longitudinal des poutres principale

Section cm²	Position	M_u (KN.m)	A (cm²)	A' (cm)	$A_{mintotale}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)	Situation
					CBA	RPAmin	RPAmax		
30x40	Travée	52.75	3.7	0	1.2	6.00	48	6HA12= 6.78	ELU
	Appui	-107.01	9.3	0	1.2	6.00	72	6HA16=12.06	Accid

Tableau V.2: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire

Section (cm²)	Position	M_u (KN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{mintotale}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)	Situation
					CBA	RPA min	RPA max		
	Appui	-101.58	13 .78	0	1.2	6.00	72	6HA16=12.06	Accid

V.4.1. Vérification des contraintes

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$$

Pour

$$f_{c28} = 25\ \text{MPa} \rightarrow \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}.$$

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:

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

- $\sigma_s = \dfrac{15(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\text{MPa} ; 201.63\text{MPa}\right] = 201.63\text{MPa}$$

Dans notre cas, on considère que la fissuration est préjudiciable,

tableau V.3: vérification à l'E.L.S des poutres porteuses

Section (cm^2)	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
(30x40)	Travée	38.34	6.47	0	6.2	180.6	C.V
	Appui	64.44	12.56	0	8.4	162.3	C.V

Tableau V.4: vérification à l'E.L.S des poutres secondaires.

Section cm^2	Position	M_{ser} kNm	A (cm^2)	A' (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
30x35	Appui	-63.58	14.19	0	10.3	166.7	C.V

V.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " est calculée par la formule donnée par le règlement " CBA 93 "

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} \text{ [1]}$$

T_u: effort tranchant.

Pour les fissurations peu nuisibles, on a:

$$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right], \text{ avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

- $\overline{\tau}_u = 3.3\,\text{MPa}$ (situation durable).
- $\overline{\tau}_u = 4.34\,\text{MPa}$ (situation accidentelle).

Tableau V.5.Vérification de contrainte de cisaillement des poutres porteuses et non porteuses

Section (cm^2)	Position	Situation	T_u Kn	τ_u MPa	$\tau_{u\,adm}$ MPa	$\tau_u < \tau_{u\,adm}$
30x40	**Poutres porteuses**	Accidentelle	151.34	1.36	4.34	C.V
30x35	**Poutres non porteuses**	Accidentelle	101.89	0.97	4.34	C.V

V.4.3. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE 235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes:

Selon le RPA 99:
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi\right) \quad \text{(zone nodale)} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{(zone courante)} \end{cases}$$

Selon le CBA 93:
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3f_{tj}.k\right)}{0.9f_e\left(\cos\alpha + \sin\alpha\right)} \\ S_t \leq \min\left(0.9d; 40cm\right) \\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Tableau V.6: Section d'armatures transversales des poutres porteuses et non porteuses

section cm²	$\tau_U M$ (Pa)	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			S_t adopté		A_t(cm2)	
		A_t (m²)	S_tC (m)	S_tC (m)	A_tC (m²)	S_{t2}	S_{t3}	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$	A_{min}
30x40	1.36	1.8	34.2	1.41	1.8	10	20	10	20	A=2.1 4 Φ 8	1.8
30x35	0.97	1.35	25.2	1.05	1.35	7.5	15	10	20	A=2.1 4 Φ 8	1.8

V.4.4. Vérification de la flèche préliminaire

Il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche :

1- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$.

2- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$;avec: $M_t = k.M_0\ (0.75 \leq k \leq 0.85)$ où $k = 0.75$

3- $\dfrac{A}{b_0.d} \leq \dfrac{4.2}{f_e}$

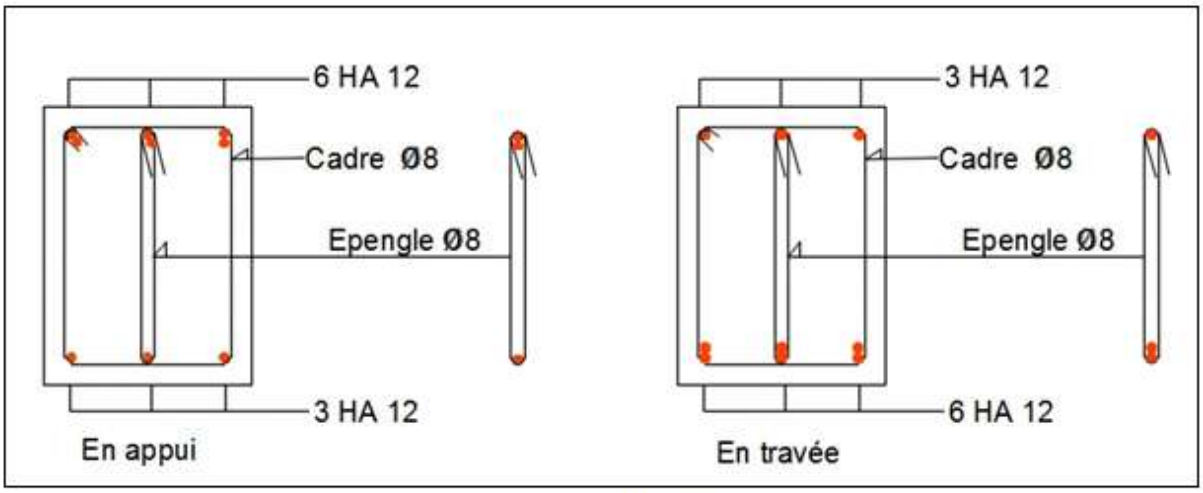
La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe 3). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 3 dont les résultats sont présentés dans tableau V.10

Tableau V.7.Vérification de la flèche des poutres.

Poutres	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
Porteuses principale	0.08	0.06	C.V	0.08	0.07	C.V	0.01	0.01	C.V
Porteuses Élancées	0.07	0.06	C.V	0.07	0.07	C.V	0.01	0.01	C.V

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. Alors, on adopte les dimensions des poutres prédimensionnement.

V.4.5. Schémas des armatures des poutres



POUTRE PRINCIPALE 30x40

Figure V.1 Les armatures des poutres porteuses de terrasse sauf les 3 travées élancées.

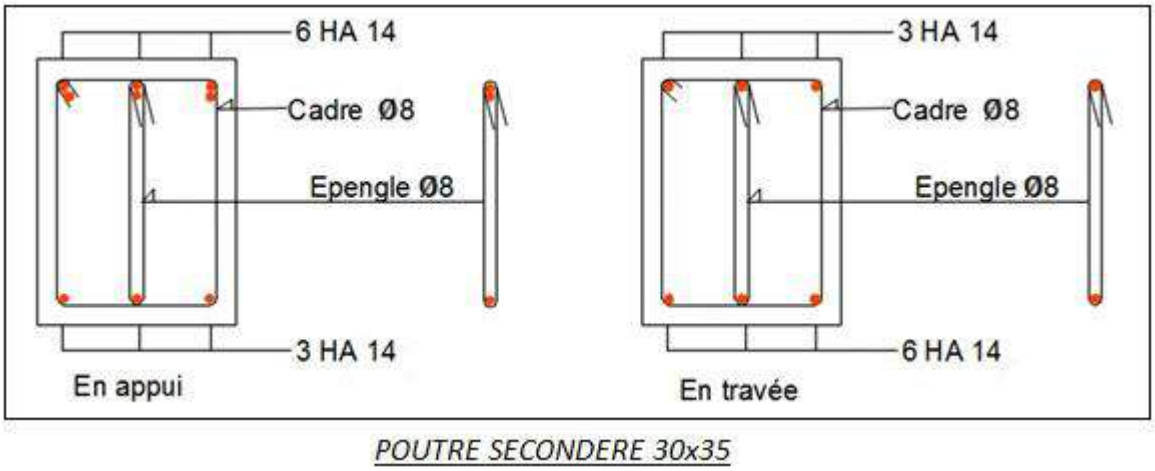


Figure V.2 Les armatures des poutres porteuses de 3 travées élancées de terrasse

V.5.Ferraillage des poteaux

V.5.1. Introduction

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

- Situation durable

Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.

Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa. [2]

- Situation accidentelle:

Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa. [2]

Acier: $\gamma_s = 1.00$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.5.2. Etat limite ultime de stabilité de forme

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale " e " telle que:

$$e = e_1 + e_2 \text{ Avec : } e_1 = \frac{M}{N} + e_a \quad \text{et} \quad e_2 = \frac{3L_f^2 (2 + \alpha.\varphi)}{10 .h} \qquad [2]$$

où : $e_a = \text{Max}\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right)$

$$0.7 \leq \alpha \leq 1 \quad \text{et} \quad \Phi = 2$$

e_1: excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a: excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2: excentricité due aux efforts du second ordre, liées à la déformation de la structure.

L_f: longueur de flambement.

L: longueur libre du poteau.

H: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ: rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : rapport du moment des charges permanentes sur le moment total, où : $0< \alpha<1$

V.5.3. Recommandations des règlements

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

Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0.9\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \text{(zone courante).} \qquad [1]$$

$$0.9\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \text{(zone de recouvrement).} \qquad [1]$$

Le diamètre minium de recouvrement est de 50 Φ en zone III.

La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.

$$A = \min \begin{cases} 4\,cm^2 \text{ pour } 1m \text{ de largeur} \\ 0.1\% \le \dfrac{A}{b.h} \le 5\% \end{cases} \qquad [1]$$

V.5.4. Détermination des sections d'acier

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants:

1eme cas : (N_{max} ; M_{corr}).

2eme cas : (N_{min} ; M_{corr}).

3er cas : (M_{max} ; N_{corr}).

NB

- Après l'importante secousse tellurique qu'a subi notre pays le 21 mai 2003, on a constaté que les poteaux de rives sont endommagés de façon plus importante que les poteaux intermédiaires les plus chargés; c'est pour cette raison, qu'on adoptera pour tous les poteaux de chaque niveau le même ferraillage.

Les efforts et les sections d'acier adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.08: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux.222

Section (cm^2)	Cas	N (kN)	M kN.m	A_{cal} (cm^2)		A(cm^2)	A tot (cm^2)	A_{min}CBA	A_{min}RPA	$A_{ado}cm^2$	$A_{choisie}$ (cm^2)
45x45	1er	1481.64	3.49	0	0	3HA12=3.39	8HA12=9.04	2.02	18.20	18.2	4HA20 +4HA16 = 20.62
	2eme	931.02	8.05	16.68	18.20	5HA20+3HA8=17.2	4HA20+4HA16=20.62	2.02	18.20		
	3eme	905.53	46.43	0	0	3HA12=3.39	8HA12=9.04	2.02	18.20		
40x40	1er	1249.62	7.72	0	0	3HA12=3.39	8HA12=9.04	2.02	14.4	14.4	8 HA 16 = 16.08
	2eme	625.72	9.17	10.72	12.74	6HA16	6HA16	2.02	14.4		
	3eme	291.89	55.25	0	0.32	3HA12=3.39	8HA12=9.04	2.02	14.4		
35x35	1er	813.44	8.68	0	0	3HA12=3.39	8HA12=9.04	1.60	11.02	11.02	8 HA 14 = 12.31
	2eme	247.18	11.38	3.16	6.11	3HA12=3.39	8HA12=9.04	1.60	11.02		
	3eme	175.83	54.84	0	3.5	3HA12=3.39	8HA12=9.04	1.60	11.02		
30x30	1er	402.13	8.35	0	0	3HA12=3.39	8HA12=9.04	1.60	8.1	8.1	8HA14= 12.31
	2eme	41 .42	9.77	0	2.22	3HA12=3.39	8HA12=9.04	1.60	8.1		
	3eme	72.20	41.93	0	4.84	3HA12=3.39	8HA12=9.04	1.60	8.1		

V.5.5. Vérification à l'E.L.S des poteaux

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$

La fissuration est considérée:

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.

- Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right] = \min\left[333.33MPa ; 201.63MPa\right] = 201.63MPa$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V.09: Détermination des contraintes de l'acier et du béton à l'E.L. S.

Etage	Sect (cm^2)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Type de section	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)
RDC	45x45	1082.89	2.58	20.62	SEC	4.2	62.8	60.8	4
		206.805	7.21	20.62	SEC	1.06	0.5	15.4	8.08
		516.41	25.78	20.62	SEC	2.96	0.95	42.4	16.2
1eme + 2eme	40x40	913.34	5.72	16.08	SEC	4.71	4.06	69.9	61.7
		113 .92	9.92	16.08	SEC	0.87	0.22	12.3	4.03
		117.90	26.09	16.08	SEC	2.23	0	29.1	20
3eme + 4eme	35x35	594.72	6.40	12.31	SEC	4.28	3.18	62.8	49.1
		48.49	10.22	12.31	SEC	1.31	0	16.6	13.1
		260.53	26.94	12.31	SPC	4.03	0	54.1	6.91
5eme + 6eme	30x30	294.37	6.15	12.31	SEC	3.08	1.55	44	25.6
		4.69	0.92	12.31	SEC	0.17	0	2.03	1.56
		93.17	24 .07	12.31	SPC	4.15	0	49.8	49.9

V.5.6. Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par: $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$ [1]

1. Selon le RPA 99; la contrainte de cisaillement dans le béton à la valeur suivante:

$$\overline{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28} \quad [1]$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: Élancement mécanique.

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Rayon de giration.

L_f: Longueur de flambement.

A: Section du poteau.

I: Moment d'inertie du poteau.

2. Selon le C B A, la contrainte admissible de cisaillement est égale à:

Si al fissuration est peu nuisible: $\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow$

$$\begin{cases} \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4.32\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

si al fissuration est préjudiciable: $\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow$

$$\begin{cases}\overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

Tableau V.10: Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Etage	Section(cm)	T_u max (Kn)	τ_u (MPa)	Lam (da)	ρ_d	Situat	$\tau_{b\,adm}$ (MPa)	$\tau_{u\,adm}$ (Mpa)	Observat
RDC	**45 x 45**	40.73	0.21	17.45	0.075	Accid	1.875	3 .26	**C.V**
1 + 2	**40 x 40**	33.31	0.20	19.65	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
3 + 4	**35x 35**	33.08	0.27	22.36	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**
5 + 6	**30x 30**	25.09	0.28	26.18	0.075	Accid	1.875	3.26	**C.V**

V.5.7. Armatures transversales

Leur rôle est d'empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois, le nombre de cadres et d'étriers est plus important dans les zones nodales et de recouvrement que dans les zones courantes, la section d'armatures transversales " A_t " est donnée par:

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \qquad [1]$$

T_u: effort tranchant de calcul.

h_1: hauteur de la section du poteau.

S_t: espacement des armatures transversales $S_t \le \begin{cases} 10\ \text{cm} & \text{(Z.N)} \\ \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\varphi_\ell) & \text{(Z.C)} \end{cases}$ (zone III)

Avec: φ_l: diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau.

ρ_a: coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit:

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & si \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & si \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par:

$$\frac{A_t}{S_t.b_l} = \begin{cases} 0.3\% & si \quad \lambda \geq 5 \\ \text{Interpoler entre les valeurs limites (03 et 0.8)\%} & si \quad 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & si \quad \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V.11: Choix des armatures et leurs espacements des poteaux

Etage	Dim (cm)	T_u Kn	$10\Phi_l$ (cm)	A	Zone	S_t cm	$A_{t\ cal}$ cm²	$A_{t\ min}$ cm²	Choix	
									A_t cm²	Φ mm
RDC	45 x 45	40.73	20	16.48	Z.C	20	1.22	1.08	2.01	4 Φ 8
					Z.N	10	0.81	1.62		
1er + 2eme	40 x 40	33.31	16	18.55	Z.C	16	1.21	0.96	2.01	4 Φ 8
					Z.N	10	0.81	1.44		
3eme + 4eme	35x 35	33.08	14	21.20	Z.C	14	1.20	0.84	2.01	4 Φ 8
					Z.N	10	0.80	1.26		
5eme + 6eme	30x 30	25.09	14	21.20	Z.C	14	1.20	0.84	2.01	4 Φ 8
					Z.N	10	0.80	1.26		

V.6.ferraillage des voiles

V.6.1. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles est calculé en flexion composée avec effort tranchant à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ",

les charges verticales provoquent les efforts normaux, et les forces horizontales provoquent des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.6.2. Traitement du voile

Pour le traitement des voiles avec le logiciel SAP2000, on a utilisé un maillage pour mieux comprendre le comportement des voiles.

Recommandations réglementaires:

A) Armatures verticales: L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

$$0.1 \leq \frac{A}{a.h} \leq 5\% \qquad [1]$$

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile. [1]

$A_{ver} = 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile. [1]

$A_{ver} = 0.1\% B$ Dans la section courante. [1]

B : Section du voile.

a : Epaisseur du voile.

φ_{ver} : Diamètre vertical.

B) Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- Selon le CBA 93

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{a}{10};\ \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a} \quad [1]$$

$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$ [1]

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b} \quad [1]$$

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$ [1]

$S_h \leq \min[1.5a; 30cm]$

Avec: τ_b : Contrainte de cisaillement.

A_h: Section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : Hauteur utile.

C) Armatures transversales

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elle relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.6.3. La contrainte limites de cisaillement $\bar{\tau}_b$

$$\tau \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{où } \tau = \frac{V}{b_0 d} \text{ avec : } V = 1.4 V_{U\ Calcul} \quad [1]$$

Recommandations pour les trumeaux: [1] et [2]

✓ La longueur de recouvrement doit être égale:

40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

✓ Espacement des armatures verticales. $S_v \leq \text{Min}[1.8a ; 30cm]$

✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

$$S_v = \begin{cases} S_v \quad (\text{zone courante}) \\ \text{Min}\left(\frac{S_v}{2}, 15\,cm\right) \quad (\text{zone d'extrémité}) \frac{L}{10} \end{cases}$$

✓ 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)

✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V.6.4. Détermination des sections d'acier

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants:

- 1eme cas :(N_{max} ; M_{corr}).

- 2eme cas : (M_{max} ; N_{corr}).

- 3er cas : (N_{min} ; M_{corr}).

V.6.5. Calcul des armatures horizontales

Tableau V.12: Calcul des armatures horizontales

Etage	V_u (kN)	$\overline{V}_u$ (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{RPA}$ (MPa)	φ_h (mm)	$A_{h\,min}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S_h (cm)		S_h adopt (cm)
								CBA	RPA	
RDC+1	646.10	904.5	1.3	5.00	8	4.14	**2x (20 HA 10)**	40	22.5	**20**
2 eme + 3 eme	744.36	1042.1	1.52	5.00	8	4.14	**2x (15 HA 8)**	40	22.5	**20**
4 eme + 5 eme + 6eme	574.34	804.07	1.17	5.00	8	4.14	**2x (15 HA 8)**	40	22.5	**20**

Tableau V.13: Calcul des armatures verticales (V_1,) voiles pleins L=4.6

Etage	a (cm)	Cas	N (kN)	M (kN.m)	Situat	A_{cal} cm²	Type de section	A_{min} RPA (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
RDC + 1er	**15**	**1er**	2046.99	1614.3	Accid	39.65	SET	9.45	42.97
		2eme	2907.70	1478.3	Accid	5.44	SPC	9.45	
		3eme	1656.78	2108.2	Accid	37.17	SPC	9.45	
2eme + 3eme	**15**	**1er**	1321.39	1325.0	Accid	27.39	SEC	9.45	33.92
		2eme	32.35	1109.4	Accid	7.53	SPC	9.45	
		3eme	1123.46	1925.2	Accid	28.34	SPC	9.45	
4eme + 5eme + 6eme	**15**	**1er**	700.02	837.86	Accid	15.37	SEC	9.45	23.56
		2eme	153.48	643.65	Accid	6.28	SPC	9.45	
		3eme	606.94	1260.7	Accid	16.71	SPC	9.45	

Tableau V.14: Armatures verticales dans les voiles pleins

N (kN)	L (m)	L/10 (m)	$S_{t\,min}$ (cm)	Etage	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$S_{t\,Choisi}$ (cm)	$A_{Choisie}$ (cm^2)
V1	4.6	0.46	22.5	RDC,1^{er}	42.97	15	2(19HA12)
				2^{eme}. 3^{eme}	33.92	15	2(15HA12)
				4^{eme} . 5^{eme} 6^{eme}	23.56	15	2(15HA10)

Espacement

on a l'espacement admissible

$$S_v \le \begin{cases} 1.5\,a \\ 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_v \le \begin{cases} 22.5\,cm \\ 30\,cm \end{cases}$$ D'après [1]

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants:

- S_t = 20 cm (en zone courante)
- S_t = 10 cm (en zone d'extrémité du voile)

Tableau V.19. Vérification à l'ELS des armatures horizontales

Etage	a (cm)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Type de section	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
RDC + 1^{er}	15	1010.6	81.71	42.97	SEC	1.8	14.4
2^{eme} + 3^{eme}	15	777.77	130.33	33.92	SEC	1.48	10.3
4^{eme} + 5^{eme} + 5^{eme}	15	491.6	117.07	23.56	SEC	0.98	6 .17

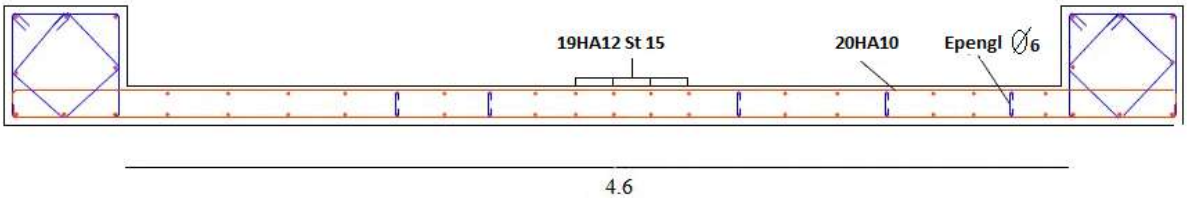


Fig. V.8. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V_1),RDC de 1 ere étage

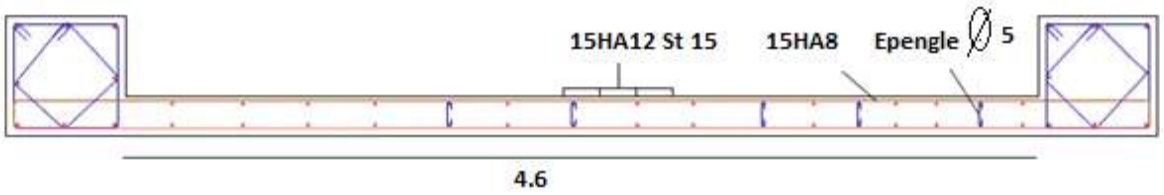


Fig. V.8. Disposition des armatures verticales dans les voiles (V_1), de (2 eme et 3 eme) etage



Fig. V.9. Disposition des armatures v erticales dans les voiles (V_1), de (4 eme ,5 eme et 6ème)étage

V.7. Ferraillage des trumeaux

V.7.1.1. Calcul des armatures verticales :

Tableau V.24: Calcul des armatures verticales trumeaux . L= 1.18

Etage	a (cm)	Cas	N (kN)	M kN.m	Situation	A_{cal} cm²	A'_{cal} cm²	Type de section	A_{min} RPA (cm²)
RDC + 1ere	15	1er	1329.50	318.84	Accid	10.93	13.6.3	SPC	3.18
		2eme	-501.84	333.44	Accid	0	3.21	SET	
		3eme	-378.19	335.82	Accid	4 .55	0	SPC	
2eme + 3eme	15	1er	772.01	159.16	Accid	7.01	15.18	SPC	3.18
		2eme	-148.6	184.93	Accid	0	2.8	SET	
		3eme	-54.69	188.19	Accid	0	4.14	SPC	
4eme + 5eme + 6eme	15	1er	352.74	112.26	Accid	2.19	7.95	SPC	3.18
		2eme	32.73	139.46	Accid	0	4.04	SET	
		3eme	90.63	142.75	Accid	9.37	15.7	SPC	

V.7.1.2. Espacement

On a l'espacement admissible :

$$S_v \leq \begin{cases} 1.5\,a \\ 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_v \leq \begin{cases} 22.5\,cm \\ 30\,cm \end{cases}$$ D'après [1]

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants :

- S_t = 10 cm (en zone courante)
- S_t = 10 cm (en zone d'extrémité du voile)

Tableau V.25. Vérification à l'ELS des armatures verticales

Voile	L(m)	Etage	Av calcule (cm^2)	S_t choisi (cm)	A_{choisi}(cm^2)
V1	1.18	RDC+1éme	13.93	16	2(10HA10)=15.70
		2eme+3eme	15.18	16	2(10HA10)=15.70
		4eme+5éme+6éme	15.70	16	2(10HA10)=15.70

Tableau V.25. Vérification à l'ELS des armatures verticales

Trumeaux	S (cm^2)	Achoisi (cm^2)	Nser (KN)	Mser (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)	Verification
Tr1	15x118	15.70	475.6	8.49	0.75	8.91	201.63	C.V
	15x118	15.70	358.6	14.51	0.58	6.52	201.63	C.V
	15x118	15.70	221.6	1524	0.37	3.87	201.63	C.V

Tableau V.26: Vérification des contraintes de cisaillement dans les trumeaux

Etage	V_u (KN)	$\overline{V_u}$ (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{RPA}$ (MPa)	Vérification
DRC+ 1ére	161.46	226.04	1.28	5	C.V
2éme+ 3éme	105.39	147.82	0.83	5	C.V
4éme+ 5éme+6éme	89.07	124.70	0.70	5	C.V

V.7.1.3. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

Tableau 0.27: La section d'armatures horizontales des voiles

Trumeaux	e (cm)	h_e (m)	$A_{v.ch}$ (cm^2)	$A_{h.cal}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
Tr1	15	3.24	15.70	10.46	21	**2(13HA8)= 13.06**
	15	3.24	15.70	10.46	21	**2(13HA8)= 13.06**

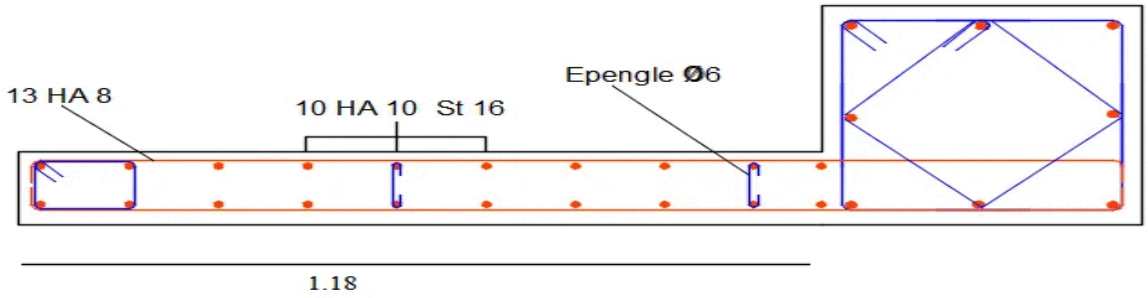


Figure .V.13: Le Ferraillage des trumeaux de 1^{ére} , 2^{éme} , 3^{éme} , 4^{éme} et 5^{éme} etage

V.7.Conclusion

Alors, toutes les conditions sont vérifiées. Donc, on garde les sections d'armature choisies à l'ELU.

CHAPITRE VI:

CALCUL DES FONDATIONS

CHAPITRES VI : CALCUL DES FONDATIONS

VII.1.Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VII.2Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VII.3Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.9\text{bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique (Annexe F) nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2\ m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 18\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0.5\ bar$$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant(TVO) + ciment + eau).

VII.4Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VII.4.Semelle isolée sous poteau

- **Méthode de calcul**

Répartition trapézoïdale

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right) B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

Données :

$\overline{\sigma_{sol}} = 1.9bar = 0{,}19MPa$, $a = b = 45cm$, $c = 3cm$, Longrine =3cm

Tableau 0.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	A (m)	B (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	d (cm)	h_{ch} (cm)
S1	1066.81	6.21	3.63	2.37	2.37	63	2.6	2.6	60	55
S2	751.06	0.14	-13.33	1.99	1.99	58	2.20	2.20	55	45
S3	631.09	-4.10	3.12	1.82	1.81	58	2	2	55	45

Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

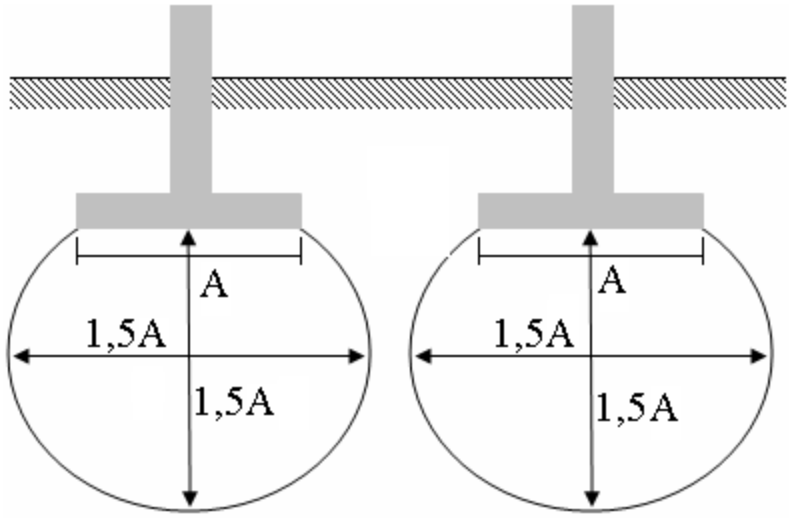


Figure 0.1:Les bulles de pression sous la semelle.

$$l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

Le Figure suivant présenté les interférences entre les bulles de pression (chevauchement) dans la figure suivante:

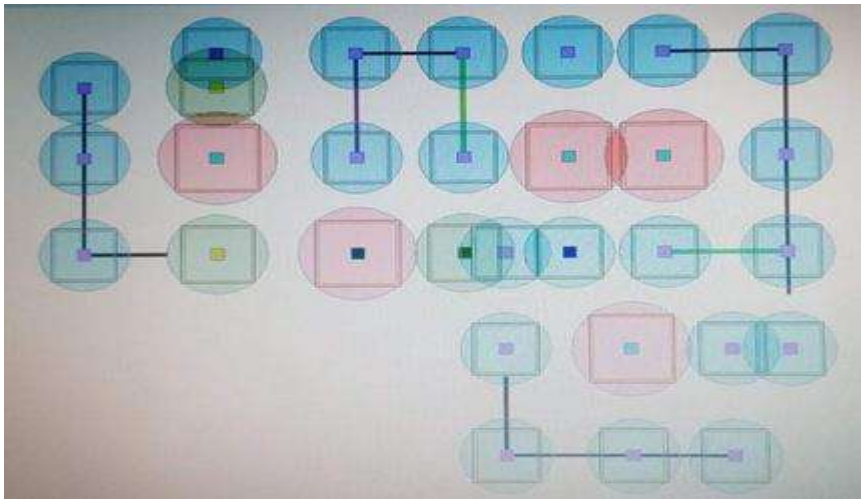


Figure VI .2 : chevauchement des bulles de pression sous la semelle .

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression dessemelles, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes :

-Semelle filante sous un voile .

-Semelle filante sous plusieurs poteaux .

Dimensionnement des semelles

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

-Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

-Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

Avec :

d_G: débord gauche de la semelle isolée

d_D: débord droite de la semelle isolée

Tableau 0.2:Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (cm)	$B_{adopté}$ (cm)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
S1-F1	21,90	7052,16	1.9	1,61	2	40	50
S1-F2	11,24	2858,55		1,79	2	40	
S2-F1	9,05	2958,25		1,63	2,2	45	
S3-F1	24,25	8233,66		1 ,7	2,4	50	
S3-F2	10,26	3795,54		1,85	2,4	50	

Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Tableau 0.3:Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

semlle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (ba)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
S1-F1	7052,16	438	58,23	/	905,78	43,8	1,93	1.9	Vérifiée
S1-F2	2858,55	220,80	24,96	23,71	456,61	22,08	1,62		Vérifiée
S2-F1	2958,25	224	23,82	1483,20	393,02	19,91	1,82		Vérifiée
S3-F1	8233,66	727,50	52,94	/	1094,16	58,68	1,74		Vérifiée
S3-F2	3795,54	307,80	22,69	38,00	462,93	24,62	1,88		Vérifiée

Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau 0.4:Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
S1-F1	7052,16	-4,01	-0,056	2	50	Vérifiée
S1-F2	2858,55	-23,95	-0,83	2	50	
S2-F1	2958,25	-11,05	-0,373	2,2	55	
S3-F1	8233,66	-3,94	-0,047	2,4	60	
S3-F2	3795,54	73,14	1,92	2,4	60	

VII.6Conclusion

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau 0.1: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

semelles		L(m)	B(m)	B'(m)	$\frac{B+B'}{2}$	$L > \frac{B+B'}{2}$
S1-F1	**S3-F3**	4,1	1,7	1,9	1,8	Vérifiée
S3-F4	**S1-F1**	2,80	1,7	1,7	1,7	Vérifiée
S2-F1	**S1-F1**	3,80	22	22	2,2	Vérifiée

VII.7 Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes.

Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue est composée de deux éléments :

- ✓ La semelle continue.
- ✓ La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p est déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$\Rightarrow \qquad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.\,k.\,L_{max}{}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa);

L : La plus grande travée dans la fille;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3);

I: Moment d'inertie de la poutre de libage $I=\frac{b.h_p{}^3}{12}$;

hp: la hauteur de la poutre de libage .

Tableau 0.1:Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	L_{max} (cm)	$h_{pcalculé}$ (cm)	$h_{padopté}$ (cm)	b_p (cm)
	3,65	47,97	70	60

- ✓ Donc la section de la poutre de libage : 60x70 cm².

Calcul de Ferraillage

Sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelle est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B.

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B-b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout au long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que:

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau 0.2:Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S1-F2	1615,96	46,29	4,17	33,33	Diagramme Trapézoïdal
S2-F1	1909,57	78,79	0,77	31,67	
S3-F2	1920,18	47,66	6,21	31,67	

Tableau 0.3:Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{a.rép}$ (cm^2)	S_t (cm)
S1-F2	1615,96	46,29	2	7,03	7 HA 12=7,92	15	6HA12=6,79	25
S2-F1	1909,57	78,79	2,2	7,87	7 HA 12=7,92	15		
S3-F3	1920,18	47,66	2,4	8,70	9 HA 12=10,18	10		

Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillage se divise en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement** :

Dans le calcul de ferraillage la semelle est considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A est prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs N et M_b, on détermine la quantité de ferraillage (A_b) parallèle à B et les armatures de répartition $A_{rép}$ parallèle à A.

Tableau 0.4:Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S1-F1	1931,91	-6,60	-0.32	33,33	Diagramme trapézoïdal
S3-F1	2341,42	11,14	0,47	40	

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

Armatures principales

Tableau 0.5:Ferraillages des armatures principales de la semelle.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
S1-F1	1931,91	0,86	3,27	2	29,42	28HA12=31,67	8HA12=9,05	15
S3-F1	2341,72	11 ,14	4,08	2,4	35,18	32HA12=36,19	8HA12=9,05	15

Armature de répartitions

-$A_{a,rép} = (9{,}05 \times 2{,}4)/4 = 5{,}43 cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 6HA12 = 6{,}79\ cm^2$

-Espacement de 20 cm

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge est déterminée par la formule suivante:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1{,}35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau 0.6:Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libge	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
S1-F1	19,90	9628,33	733,40	56,11	1122,1	133,35	2,42	1,97	536,80	433,40

-Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau 0.7:Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-514,14	575,46	1048,28	-407,55	456,15

Calcul des armatures longitudinales

Tableau 0.8:Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

P.libag		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
S1-F1	Travée	575,46	24,71	0,00	5HA16+8ChHA16=26,14
	Appuis	-514,14	21,89	0,00	5HA16+12Ch HA16=34,18

Vérification des contraintes à l'ELS

- ✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau 0.9:Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P.libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S1-F1	Travée	456,15	26,14	10,05	8,49	201,63	110,85	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-40755	10,05	24,13	7,78	201,63	101,12		

Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2

On doit vérifier :$\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{1048{,}28 \times 10}{600 \times 670} = 2{,}60\text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Non vérifiée.}$$

Les contraintes de cisaillement sont justifiées insuffisante donc on doit augmenter la section des armateurs :

On prend hp=75cm

Donc :

$$\tau = \frac{1048{,}28 \times 10}{600 \times 720} = 2{,}42\text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau 0.10:Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Elément				Espacement et Armatures			
b cm	**H Cm**	**T kN**	**τ MPa**	**ZN cm**	**ZC Cm**	**Φ mm**	**At cm²**
60	75	1048,28	2,42	10	15	8	6HA8= 3,02

Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Ferraillage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003

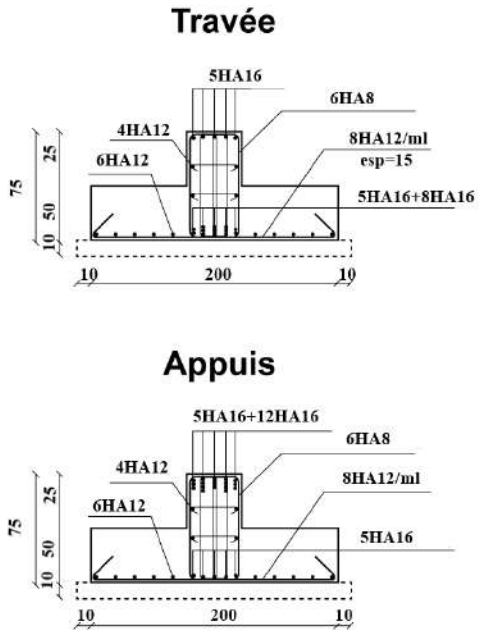


Figure 0.1:Le ferraillage des semelles filantes sous poteau

- ✓ Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau
- ✓ bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- ✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S3: 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

La section choisie : $30 \times 30\ cm^2$; $\alpha = 12\ (Zone\ III, S2)$

. Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 0.16: Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 30	2599,8	216,65	5,40	6HA12= 6,79	0,90	5,40	Vérifiée

Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha . A};\ \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{1{,}6 . F_{tj}}\right\} \ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau 0.17: Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1903,54	158,63	6,79	233,62	201,63	Pas Vérifiée

Les contraintes normales de traction sont justifiées insuffisante donc on doit augmenter la section des armateurs :

$$A_{adoptée} = 6HA14 = 9{,}24 cm^2 \Rightarrow \sigma_s = 171{,}68 \leq \overline{\sigma_s} = 201{,}63$$

Calcul des armatures transversales

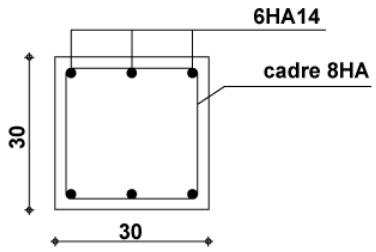


Figure 0.2: Ferraillage de la longrine.

Tableau 0.18:Calcul des armatures transversales des longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.adoptée}$ (cm)
14	4,66	8	2HA8=1,01	15

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale:

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

Documents règlementaires

[1] Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[2]Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41),

[3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R-B.C.22.

Logiciels :

Logiciel d'analyse des structures «SAP2000 V22 »

• Logiciel d'analyse des structures les Excel

• Logiciel de ferraillage Socotec

• Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2014.