REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT GENIE DE LA MATIERE

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie civil

OPTION : matériaux et construction

Thème

Conception et étude d'un siége administratif avec systeme de contreventement mixte assure par des voiles portiques avec justification d'interaction portiques –voiles

Réaliser par :

Mr.BOUDISSA Ayoub
Mr. RAIS Mahmoud

Suivi par :

M^eme^ LACHNANI amina

CO –promotrice:

M^elle^ SATTARI chafika

2013/2014

Sommaire

Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre I

I.1 Destination : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage :..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2.a Dimensions et figures ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2.b. Système de contreventement :..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2.c. Planchers :..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2.d. Maçonnerie :..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2.e. L'acrotère :..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2.F. Escalier : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2.G. Terrasse :..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.1. Béton : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.1.a. Caractéristique du Béton : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.1.b. ciment :..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.1.c. Granulats :..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.1.d. Eau de gâchage..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.2. Béton armé : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.3. Acier :..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.3 A. Types d'acier : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.3. B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

1.4 Caractéristiques du sol : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

1.5.Conclusion :..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre II

II .Introduction:..... **Erreur ! Signet non défini.**

II .Pré-dimensionnement des planchers : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.2.1.Plancher à corps creux :..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.2.2- Dalle pleine : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
a) Critère de résistance : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
b) Sécurité contre l'incendie : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
C) condition d'isolation acoustique : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.1.Maçonnerie: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison): ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.1.b-Murs extérieurs (doubles-cloisons) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2.Plancher terrasse ≪plancher16+4≫ : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2.a. Charges permanentes: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2.b. Charges d'exploitation ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.3.a. Consol terrasse (dalle pleine) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.3.b. Charge d'exploitation ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.4.Plancher courant plancher ≪16+4≫: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.4.a. Charges permanentes ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.4.b. charges d'exploitation : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.dalle pleine ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.1.Consol: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.1.a. Charge permanente ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.1.b. charges d'exploitation ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II .5. Pré-dimensionnement des poutres ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II. 6.Pré-dimensionnement des poteaux: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II. 6.1.Étapes de Pré dimensionnement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II. 6.2 .Calcul de la longueur de flambement L_f : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II. 6.3.Calcul de l'effort Nu : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II. 6.3.1 .Choix du poteau le plus sollicité : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II. 6.3.2.La surface reprise par le poteau : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II. 7 .Descente des charges : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.7.1.a. Charges Permanente ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.7.1.b. Charges d'exploitation ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.7.2. Vérification selon le RPA99v2003 : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.7.3. Vérification aux zones nodales ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.8.Pré-dimensionnement des voiles ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre III

III.1. Calcul de l'acrotère : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitation : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.2. Calcul des efforts ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.3. Calcul du ferraillage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.3.a. à E L U ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III- 1-4- Vérification à l'E.L.S 40
III- 1-5- Vérification de l'effort tranchant ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III- 1-6- Vérification de l'acrotère au séisme ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2. Plancher à corps creux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.1.Les poutrelles ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.1.1. calcul Les poutrelles ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.1.1. a. Avant coulage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.1.1.b. Calcul des étaiements ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.1.1. c. Après coulage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.1.c.1.Charges et surcharges ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.1.c.2Les différents types de poutrelles ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.1.c.3.Méthode de calcul ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.Ferraillage de la poutrelle ..... **Erreur ! Signet non défini.**
1. Ferraillage longitudinal ..... **Erreur ! Signet non défini.**
2. Vérification à l'ELU ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3. les escaliers ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.1. Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2. Définition des éléments d'un escalier ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3.les types d'escaliers : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.a.Calcul d'escalier type 1 de RDC : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.a.1.Pré dimensionnement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.a.2.Evaluation des charges et surcharges : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.a.2.A. Charges permanentes : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.a.2.B. Charge d'exploitation : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.a.3. Détermination des efforts : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.a.3.b.1. A l'E.L.U : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.a.3.b.2. A l'E.L.S : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.a.3.b.3 Ferraillage des escaliers : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.a.3.b.4. Condition de non fragilité : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.a.3.b.5. Les armatures de répartition : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.a.3.b.6 Vérification de l'espacement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.a.3.b.8. Vérification à l'E.L.S :..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.a.3.b.9. Vérification de la flèche : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.a.4.Calcul de la poutre palière :..... **Erreur ! Signet non défini.**4

III.3.a.4.1.Pré dimensionnement :..... **Erreur ! Signet non défini.**4

III.3.a.4.2. Evaluation des charges…… 74

III.3.a.4.3. Calcul des efforts……75

III.3.a.4.4. Ferraillage de la poutre palière……76

III.3.a.4.4.a. Condition de non fragilité : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.a.4.5. Vérification de l'effort tranchant :……..**Erreur ! Signet non défini.**

III.3.a.4.6.Vérification de compression dans la bielle de béton:..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.a.4.7. Vérification au voisinage de l'appui: ... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.a.4.8. Armatures transversales:..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.a.4.8.a. Vérification du R.P.A 99: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.a.4.9. Vérification à l'E.L.S : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.a.4.10. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.b.Calcul d'escalier type 1 de 1er étage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**1

III.3.b.1. Pré dimensionnement :..... **Erreur ! Signet non défini.**1

III.3.b.2.Evaluation des charges et surcharges : ..... **Erreur ! Signet non défini.**3

III.3.b.2.A. Charges permanentes :..... **Erreur ! Signet non défini.**3

III.3.b.2.B. Charge d'exploitation :..... **Erreur ! Signet non défini.**3

III.3.b.2.C Détermination des efforts :..... **Erreur ! Signet non défini.**4

III.3.b.2.C.1. A l'E.L.U…… ……84

III.3.b.2.C.2 A l'E.L.S :..... **Erreur ! Signet non défini.**5

III.3.b.3 Ferraillage des escaliers ..... **Erreur ! Signet non défini.**6

III.3.b.4. Condition de non fragilité : ..... **Erreur ! Signet non défini.**6

III.3.b.5. Les armatures de répartition : [1] ..... **Erreur ! Signet non défini.**7

III.3.b.6 Vérification de l'espacement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**7

III.3.b.7. Vérification de l'effort tranchant : ..... **Erreur ! Signet non défini.**7

III.3.b.8. Vérification à l'E.L.S …… ……87

III.3.b.9. Vérification de la flèche : 88

III.3.b.10.Calcul de la poutre palière : 89
III.3.b.11.Pré dimensionnement : 89
III.3.b.12. Evaluation des charges : 89
III.3.b.13. Ferraillage de la poutre palière 91
III.3.b.14.a. Condition de non fragilité : 91
III.3.b.15. Vérification de l'effort tranchant : ..... **Erreur ! Signet non défini.**1
III.3.b.16.Vérification de compression dans la bielle de béton:... **Erreur ! Signet non défini.**2
III.3.b.17. Vérification au voisinage de l'appui: ..... **Erreur ! Signet non défini.**2
III.3.b.18. Armatures transversales:..... **Erreur ! Signet non défini.**2
III.3.b.18.a. Vérification du R.P.A 99: ..... **Erreur ! Signet non défini.**2
III.3.b.19. Vérification à l'E.L.S : ..... **Erreur ! Signet non défini.**3
III.3.b.20. Vérifications préliminaires de la flèche : ..... **Erreur ! Signet non défini.**4
III.3.C. Calcul d'escalier type 2 : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.1. Pré-dimensionnement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.2.Evaluation des charges et surcharges : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.2.A. Charges permanentes : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.2.B. Charge d'exploitation : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.3. Détermination des efforts : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.3.A. A l'E.L.U : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.5.3.B. A l'E.L.S : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.4 Ferraillage des escaliers ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.4.A. Condition de non fragilité : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.4.B. Les armatures de répartition : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.4.C. Vérification de l'espacement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.4.D. Vérification de l'effort tranchant : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.4.E. Vérification à l'E.L.S : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.4.F. Vérification de la flèche : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.5. Evaluation des charges : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.6. Ferraillage de la poutre palière : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.6..A. Condition de non fragilité : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.6. B. Vérification de l'effort tranchant : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.6.C. Vérification de compression dans la bielle de béton : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.6.D. Vérification au voisinage de l'appui : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.6.E. Armatures transversales : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.c.6.E.1. Vérification du R.P.A 99 : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.6.F. Vérification à l'E.L.S : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.c.6.G. Vérifications préliminaires de la flèche : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4. Calcul des dalles PLEINES : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.1. Définition : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2. Méthode de calcul : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.3. Principe de calcul : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
a) travail externe : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
b) Travail interne : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.4. Position des lignes de rupture : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.4.1. Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III..4.1.2. Calcul du ferraillage.....115

Chapitre IV

IV.1. Introduction : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.a. Caractéristiques géométriques de la structure : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.a.1. Centre de masse : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.a.2. Centre de torsion : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.a.3. Excentricité : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.a.3.1. Excentricité théorique (statique) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.a.3.2. Excentricité accidentelle ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.a.3.3. Effets de la torsion accidentelle . **Erreur ! Signet non défini.**
IV. 2.b. Choix de la méthode de calcul ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV. 2.b.1. Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.b.2. Méthode dynamique modale spectrale ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.b.2.1. Principe ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV. 2.b.2.2. Modélisation ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV2.b.2.3. Le spectre de réponse de calcul ..... **Erreur ! Signet non défini.**
a. Coefficient d'accélération A..... **Erreur ! Signet non défini.**
b. facteur de correction d'amortissement η **Erreur ! Signet non défini.**
c. coefficient de comportement R ..... **Erreur ! Signet non défini.**
d. facteur de qualité Q..... **Erreur ! Signet non défini.**
e. périodes caractéristiques ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.c. Résultats de l'analyse dynamique ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.2.c.1. Vérification de comportement..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV. 2.c.2. Vérification de participation massique..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV. 2.c.3. Vérification des périodes ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV. 2.c.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul .. **Erreur ! Signet non défini.**

IV. 3.c.5. Vérification de la stabilité au renversement ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV. 3.c.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV. 2.c.5.2. Moment de renversement ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV. 2.c.5. 3. Moment stabilisant ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV. 2.c.6. Vérification des déplacements..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV. 2.c.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV. 2.d. Vérification de l'effort normal réduit ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre V

V.1. Introduction : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2. Ferraillage des éléments résistant de Bloc : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales :... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.1.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires ... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.1.3. Calcul des armatures transversales des poutres : .. **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.1.4. Vérification de la flèche des poutres :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.2. Ferraillage des poteaux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.2.1. Etat limite ultime de stabilité de forme :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.2.2. Recommandations des règlements : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.2.3. Détermination des sections d'acier :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.2.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.2.5. Justification des poteaux vis-à-vis l'effort tranchant :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.2.6. Armatures transversales : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2. 3. Ferraillage des voiles : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.3.1. Les voiles pleins :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.3.2.Voiles avec files d'ouvertures :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.3.2.a. Les trumeaux :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.3.2.b. Les linteaux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3.3. Méthode de calcul :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3.4. Recommandations réglementaires : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3.4.a. Armatures verticales :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3.4.b. Armatures horizontales :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3.4.c. Armatures transversales : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3.5. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :.... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3.6.2.Calcul des armateurs horizontaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3.6.3. Armatures transversales :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3.7. Les voiles avec ouverture :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3.7.1. Les trumeaux :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3.7.2. les linteaux :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3.7.3.Calcule de ferraillage :..... **Erreur ! Signet non défini.**
a) Les armateurs longitudinaux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
b) Ferraillage des armatures transversales :..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VI

VI.1. Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**75
a) Classification des fondations : 175
b) Etude préliminaire du choix de type de semelle..... **Erreur ! Signet non défini.**75
VI.2. Calcul des fondations : 176
VI.2. 1. Calcul des semelles isolées :..... **Erreur ! Signet non défini.**76
VI.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles isolées :.....178
VI.2.3. Conclusion :.....178
VI.3. Calcul des semelles filantes : 179
VI.3.1. Dimensionnement : 180
VI.3.2. Ferraillage de semelle filante :.....182
VI.3.2.1. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux :.....183
a) Parallèlement à l'axe de longitudinal :.....183
b) récapitulation 183
c) Vérification des longueurs de scellement : 183
d) Conclusion 183
VI.3.2.2. Ferraillage des semelles filantes sous voiles : 184
a) Parallèlement à l'axe de longitudinal :.....184
b) récapitulation.....185

VI.4. Ferraillage Longitudinalement : «La poutre de libage »..... **Erreur ! Signet non défini.**86
VI.4.a. Dimensionnement : 186
VI.4.b. Calcul des moments : 186
VI.4.c. Vérification des contraintes à l'ELS : 187
VI.4.d. Armatures transversales : 187
VI.4.c. Armature de peau : 188
VI.5. Etude du voile périphérique: 188
VI.5.1. Evaluation des charges 189
VI.5.2. Ferraillage des voiles périphériques : 190
a) Détermination des moments a l'ELU : ..... **Erreur ! Signet non défini.**1
b) Détermination des moments a l'ELS : ..... **Erreur ! Signet non défini.**1
c) Détermination des armatures longitudinales l'ELU de résistance en flexion simple : **Erreur ! Signet non défini.**2
d) Vérification des contraints l'ELS : ..... **Erreur ! Signet non défini.**2
e) Vérification de la contrainte de cisaillement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**2
VI.6. Les longrines : 193
VI.6.1. Pré dimensionnement : 193
VI.6.2. Sollicitations : 193
VI.6.3. Ferraillage : 194
a. à l'état limite ultime : 194
b. condition de non fragilité : 194
c. vérification des contraintes l'ELS : 194
e. Armatures transversales : 194
d.1. section : 194
d.2. Espacement : 194
e. Récapitulation : 195

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max}, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
M : Moment fléchissant.
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 de service.
N_U : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : 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.
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.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

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

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

الملخص

هذا المشروع يهدف إلى:
دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة المكونة من (طابق ارضي+ 5طوابق+ طا بق تحت الأرض) ذات استعمال اداري والمفروض بناؤها بالمدية والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (IIb)
مقاومة البناية بكل الحمولات العمودية والأفقية، مضمونة ومحققة بواسطة نظام مختلط (العارضات والأعمدة + جدران مسلحة)
قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر
(C.B.A93 ;R.P.A99)
الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة العددية التي تعتمد أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج(SAP2000) V16
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات

Résume

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armé (RDC+ 5 étages +Sous.Sol) à usage administrative, qui sera implantée à MEDEA, zone sismique (IIb) d'après les règles parasismiques algériennes.

La résistance de la structure aux sollicitations horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (CBA.93 et RPA99 verion2003).

Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel (SAP2000V16).

Et finalement, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

The purpose of this project is the study of a rienforced concrete structure (ground first floor+5 floors+One undergrounds) with administrative use and that will be implemented in MEDEA, which integrated in the seismic zone (IIb).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is assured by a mixed brace system (porches and sails).

The measurement and the scraps of the resistant elements were done according to the Algerians rules (CBA.93 et RPA99)

The dynamic study were carried out using the (SAP2000V16) software.
Finally we have studied the infrastructure of that structure by calculating the foundation

Introduction générale

Ce projet est une conception et étude d'un siège d'unité opérationnel de télécommunication contient (sous-sol RDC + 5 étages à usage administrative), wilaya de Médéa, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité IIb. La résistance de la structure aux charges horizontale et verticale est assurée par un système mixte de portiques contreventés par des voiles.

Cette étude met en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions. Le second traite le calcul de pré-dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le 4éme chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par utilisation de logiciel de calcul "SAP2000 version 16, on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments (portiques et voiles), qui fait l'objet du 5éme chapitre.

Finalement, le bloc sont fondé conformément au rapport du sol, puis on terminera ce projet par une conclusion générale.

I.1 Destination :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à calculer les éléments résistants d'un projet constitué d'un bloc barre (sous-sol+R+5) avec sous-sol à usage parking, RDC et les autres étages à usage administrative

Le bloc est construit en béton armé et contreventé par des voiles... (Voir plans)

Situation : l'ouvrage étudié sera implanté à Médéa, classé selon le RPA 99 version 2003 (ADDENDA AUX REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIb). Notre étude sera conforme aux exigences des règles du CBA93.

Description de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est constitué d'un bloc rectangulaire comportant ≪ 5≫ niveaux sur un rez-de-chaussée et un sous-sol (R+5+SS).

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.2.a Dimensions :

Tableau 1-1 **:** dimensions du bloc

Dimensions en plan	Dimensions en élévation
Longueur : L=30m Largeur : l=16m	Hauteur total du bâtiment : 20.91m Hauteur de l'étage courant : h= 3.40m Hauteur de RDC…: h_r= 3.40m Hauteur de l'sous-sol…: h_s= 3.40m

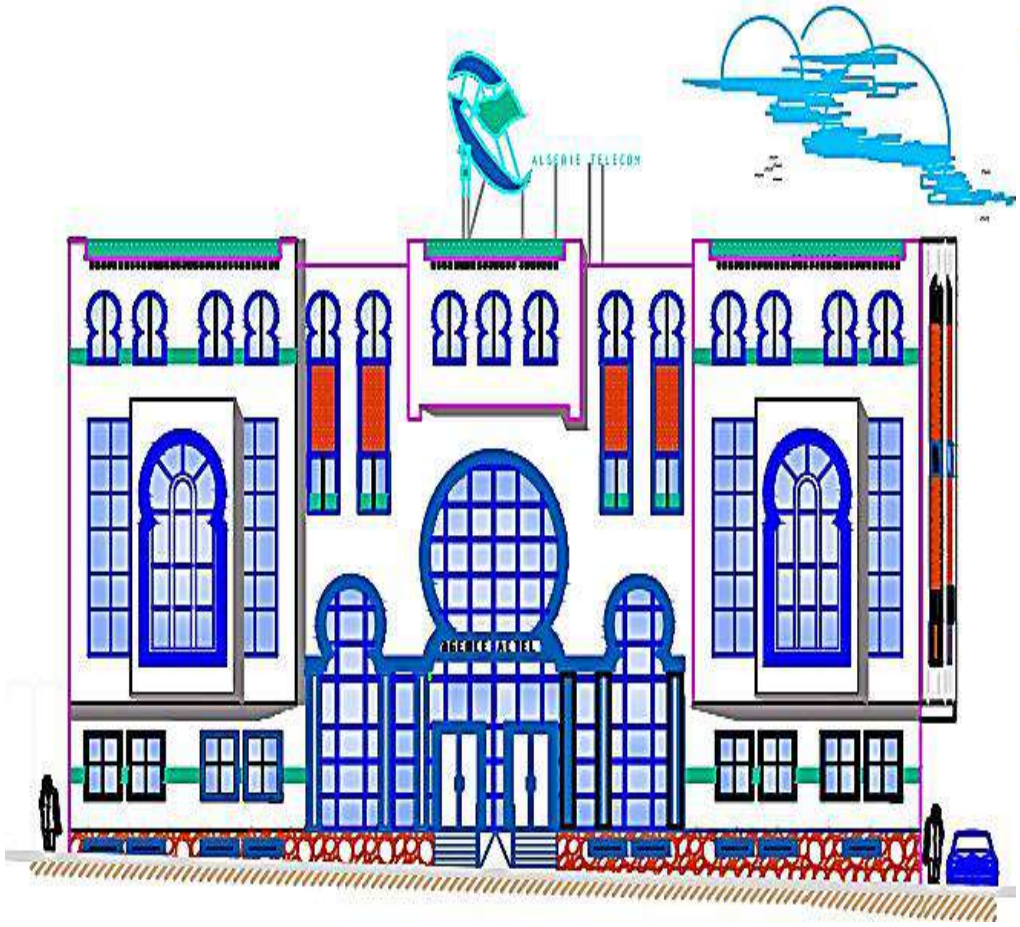


Figure1.1 : Façade principale du bloc

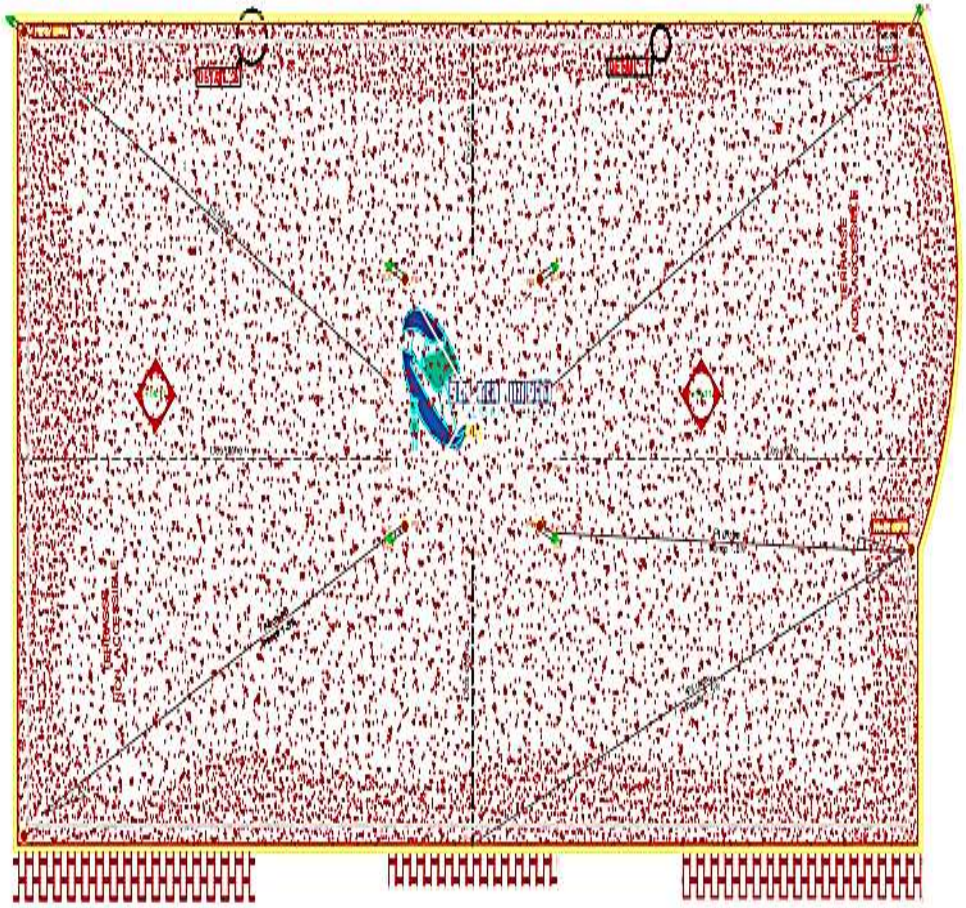


Figure1.2 : Plan de la terrasse

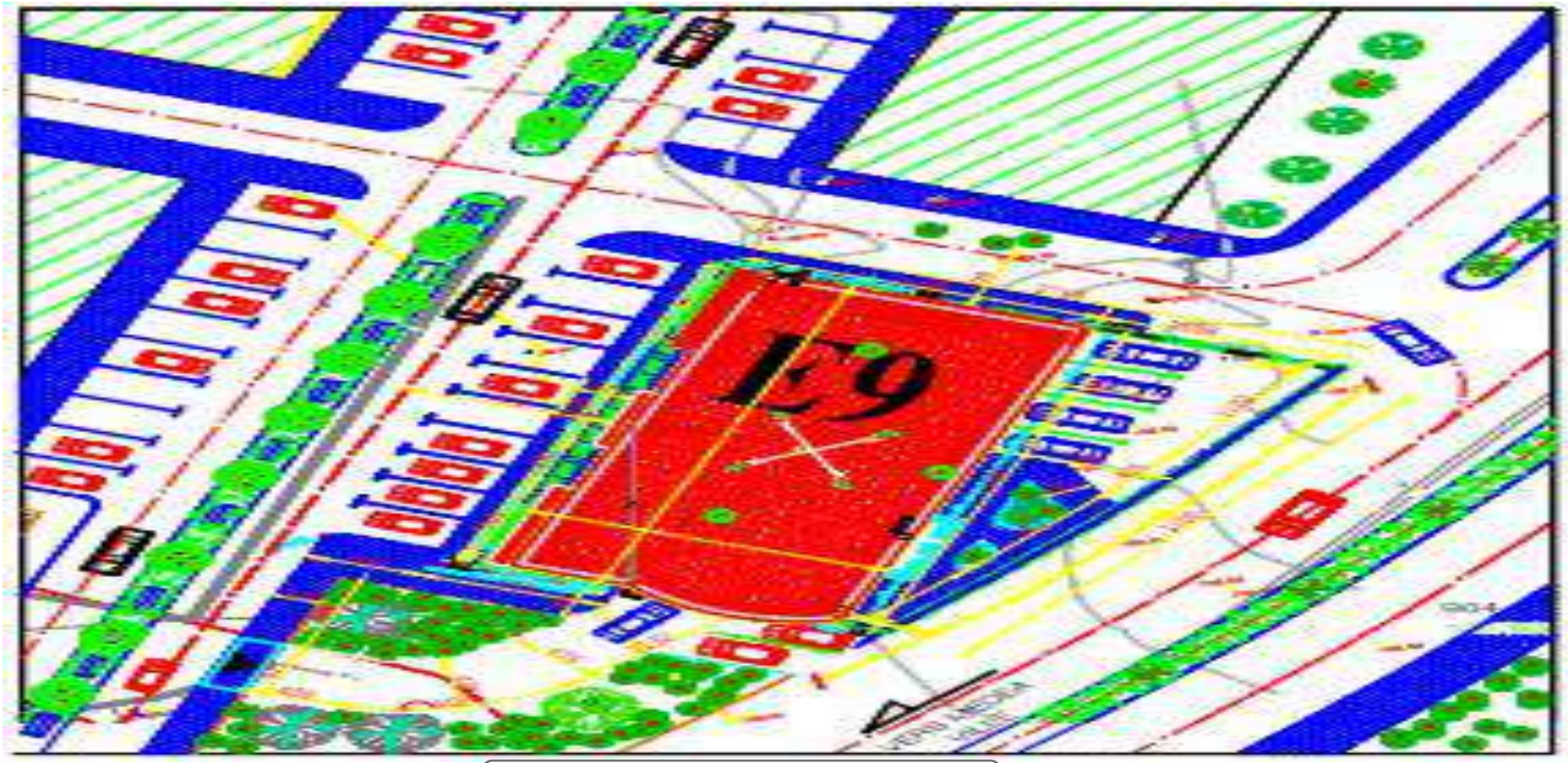


Figure 1.3 : Plan de masse

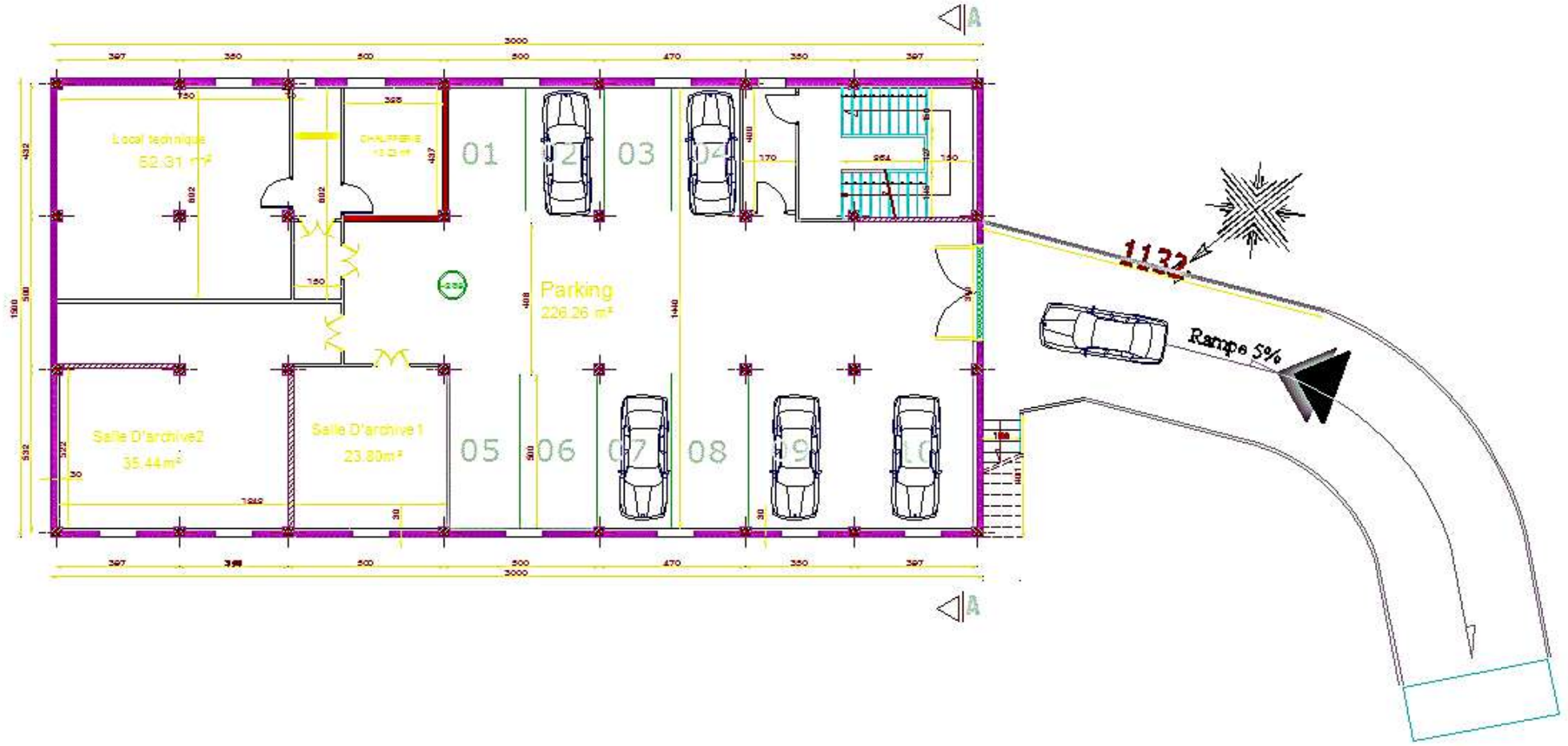


Figure 1.4 : Vue en plan du sous-sol

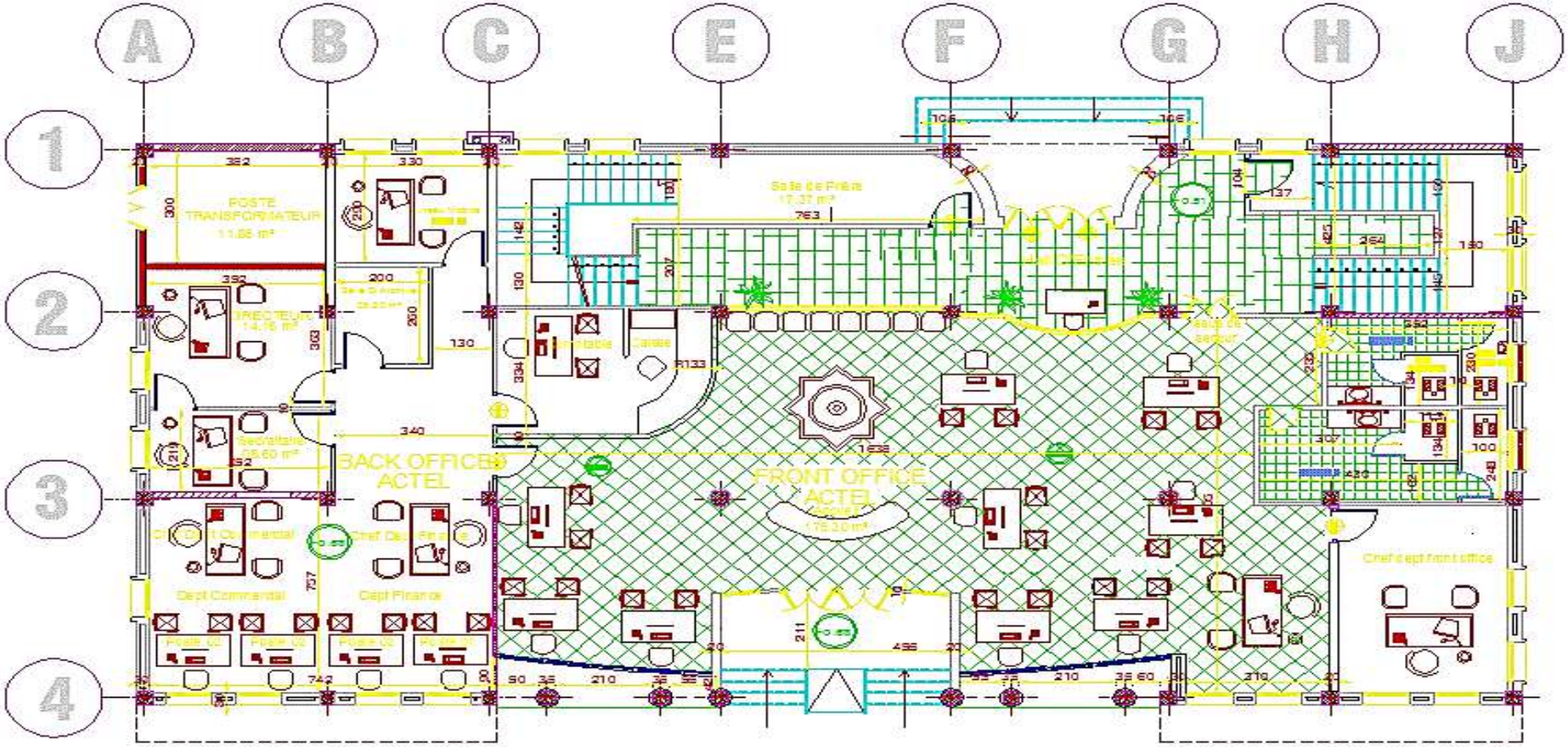


Figure 1.5 : Vue en plan du RDC

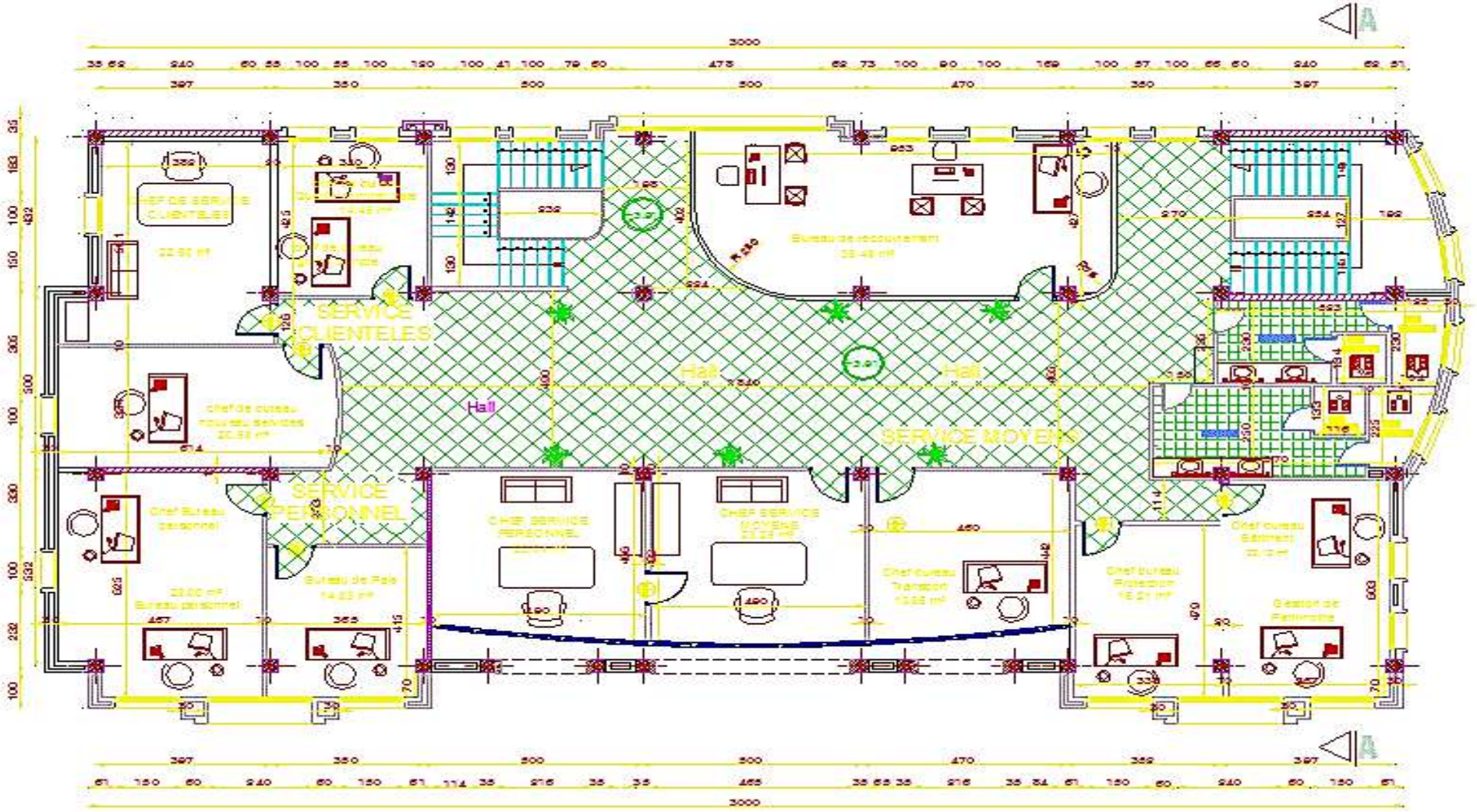


Figure 1.6 : Vue en plan du 1er étage

Description de l'ouvrage

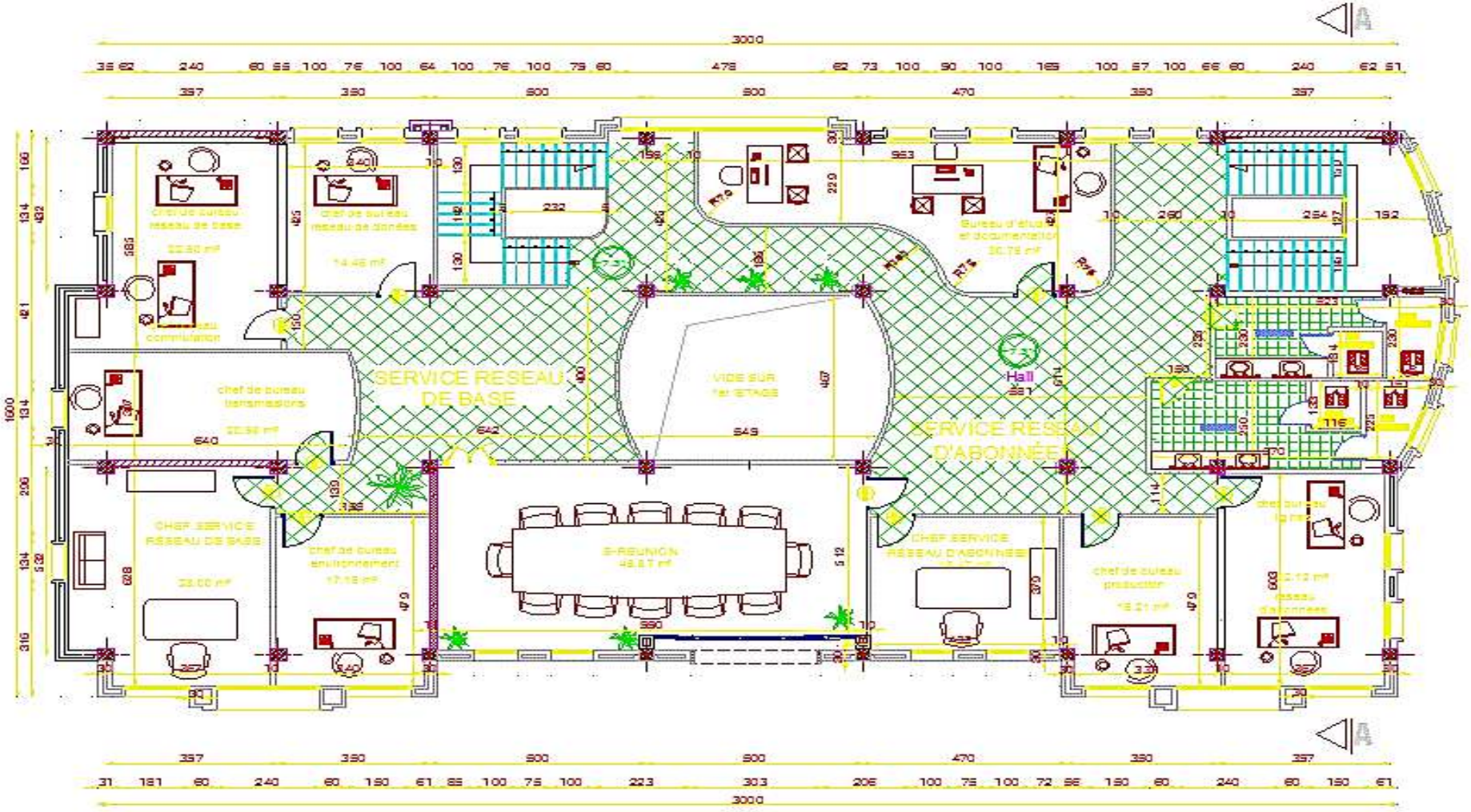


Figure 1.7 : Vue en plan du 2er étage

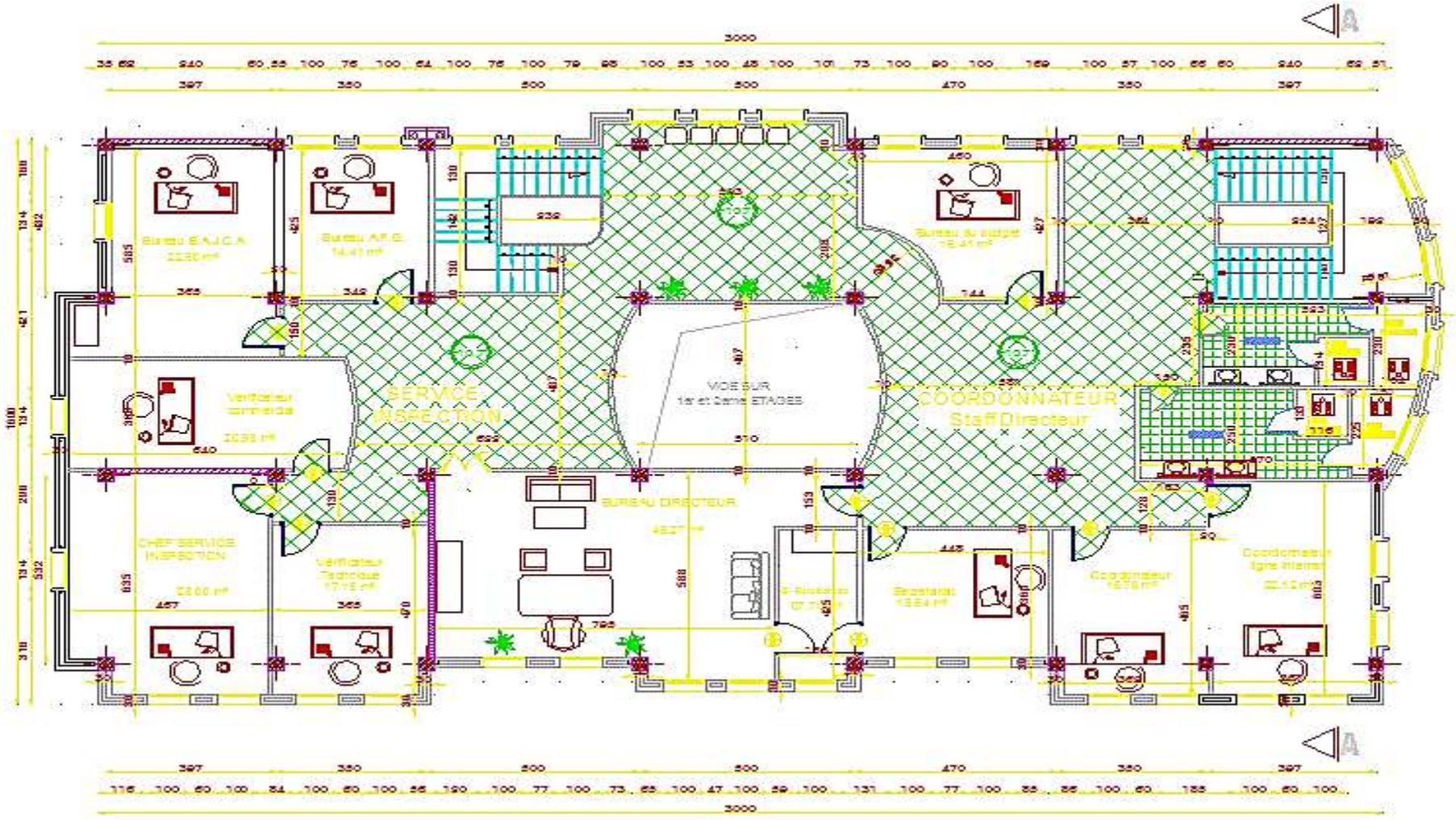


Figure 1.8 : Vue en plan du 3eme ,4eme et ^{5eme} étages

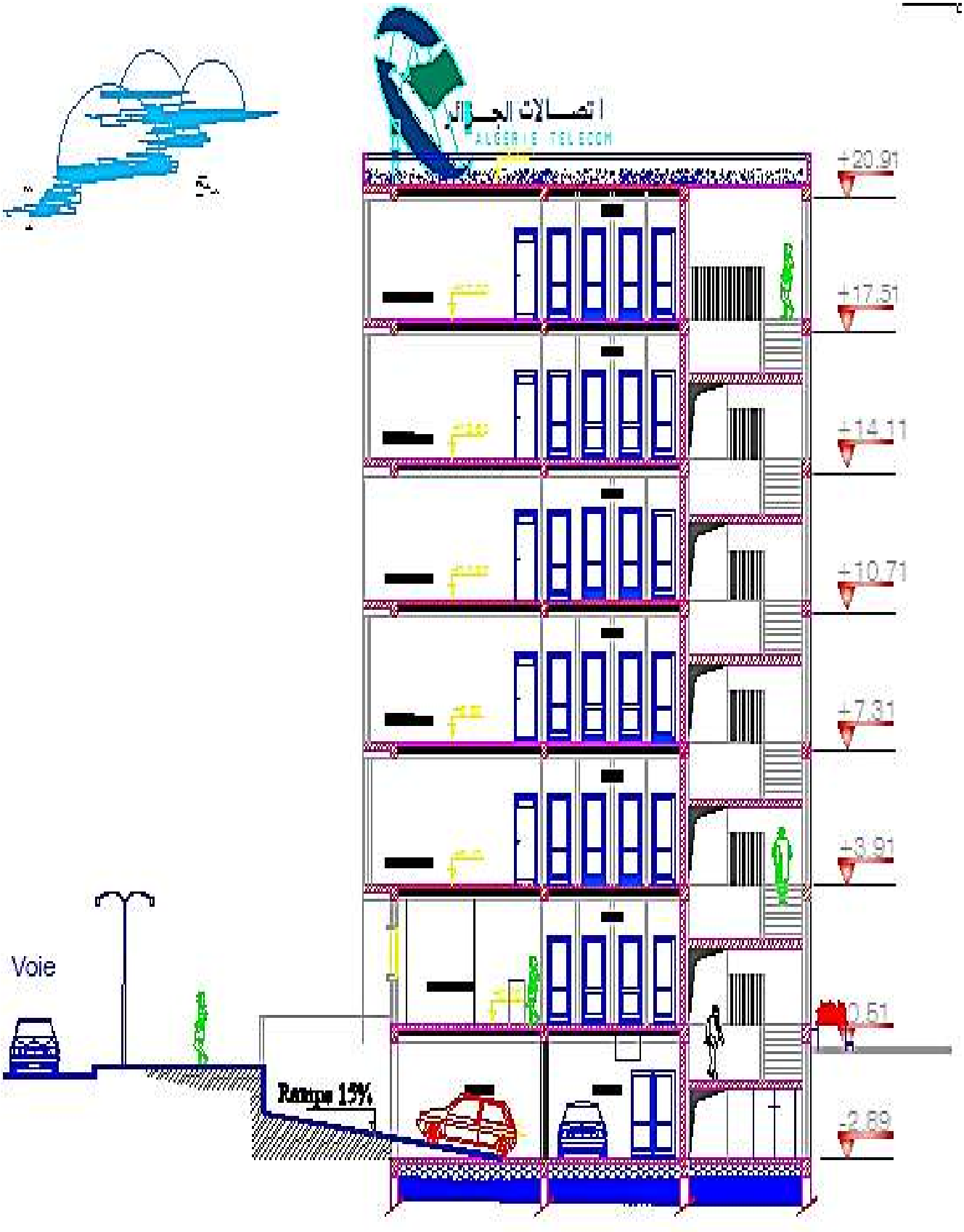


Figure 1.9 : Coupe A-A

I.2.b. Système de contreventement :

Le bâtiment d'étude comporte des hauteurs dépassants les 17m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

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 a 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.2.c. Planchers :

Nous avons adopté (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Le plancher à corps creux
- Le plancher à dalle pleine

I.2.d. Maçonnerie :

La maçonnerie des bâtiments sera exécutée en briques creuses.

- **Murs extérieurs (double cloison) :** Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de5cm.
- **Murs intérieurs (simple cloison) .**

I.2.e. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton arme, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente 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.2.F. Escalier :

Pour permettre la circulation et le passage à niveau, il est prévu des escaliers de type suivant :

- Escalier droits a deux volées
- Escalier droits a trois volées

I.2.G. Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse qui est une terrasse inaccessible,

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.3.1. Béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau.

I.3.1.a. Caractéristique du Béton :

- facile à fabriquer et à mettre en œuvre sur chantier.
- bonne résistance aux actions climatiques.
- bonne résistance à la compression.
- faible résistance à la traction.

I.3.1.b. ciment :

le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité a l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé CPJ –CEM II 42,5

I.3.1.c. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats. Sable de dimension inférieure à 5 mm, Gravier de dimension inferieur à 25mm (3/8, 8/15 et 15/25)

I.3.1.d. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.e. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour 1 m^3 de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 6 mm) et 1100 a 1200 kg de gravillons (Dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherche.

I.3.2. Béton armé :

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

I.3.3. Acier :

L'acier utilisé en béton arme se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton arme est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.3.3 A. Types d'acier :

Les aciers utilises sont résumes dans le tableau suivant :

Tableau 1.2 : Les types d'aciers utilises et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe(MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	Ø6 et Ø 8	235
Barre a haute adhérence	Armatures longitudinale	FeE 400	T ≥10	400
Treillis soude	Table de compression	TLE 520	0≤Ø≤6	520

I.3.3. B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [1]

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : Es = $2{,}1.10^5$ MPa .[1]

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe : Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

1.4 Caractéristiques du sol :

Le laboratoire chargé de l'étude de sol a donné les informations suivantes :

- Les fondations sont superficielles de type semelles isolées ou filantes, reliées par des longrines.
- La contrainte admissible à adopter pour le calcul des fondations sera de l'ordre de σ_{sol}=2.00 bars.
- Un ancrage de 1.50 mètres.
- Compte tenu des formations constituant le sol et l'ensemble de ses propriétés mécaniques, le site est classé dans la catégorie S3 (sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

1.5. Conclusion :

Pour notre projet. Les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25Mpa$

$f_{t28} = 2.1Mpa$

$\mathrm{E_{i28}} = 32164.2\mathrm{Mpa}$

$\mathrm{E_{v28}} = 10819\mathrm{Mpa}$

$\sigma_{bc}\begin{cases} 14.2\ \mathrm{Mpa} : \text{situation durable} \\ 18.48\ \mathrm{Mpa} : \text{situation accedentelle} \end{cases}$

$\bar{\tau}_u \begin{cases} 3.33\mathrm{Mpa} : \text{fissuration peu nuisible} \\ 2.5\mathrm{Mpa} : \text{fissuration préjudiciable ou tres préjudiciable} \end{cases}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 15\mathrm{MPa}$

FeE 400, fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales.

FeE 235, fe = 235MPa : Pour les armatures transversales.

$\bar{\sigma}_s = 202MPa$: Fissuration préjudiciable pour les H.A

I. .Introduction:

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « RPA99 version 2003 » et du CBA93,mettre au point ce qui est nécessaire pour un pré-dimensionnement qui a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage ainsi que l'économie.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II. 2.Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux ;
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs ;
- assurer l'isolation thermique ;
- la sécurité a l'incendie.

Pour nos bâtiments, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1.Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide de deux formules suivantes :

- $L/20 \geq ht \geq L/25$
- $ht \geq L/22.5$

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

L = 4.60 m d'où alors 18.40 cm $\leq h_t \leq$ 23.00 cm

On adoptera **h_t = 20 cm** telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc $\mathbf{h_t = (16 + 4)\ cm}$.

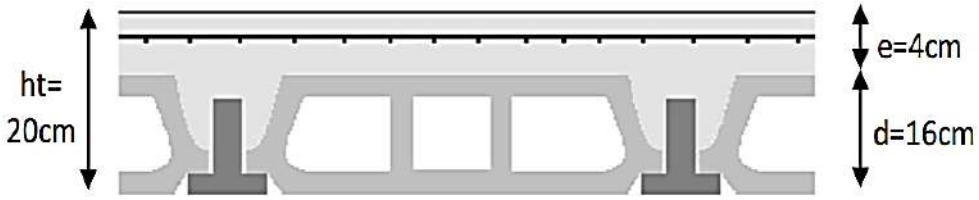


Figure 2-1 : dimensionnement de plancher à corps creux

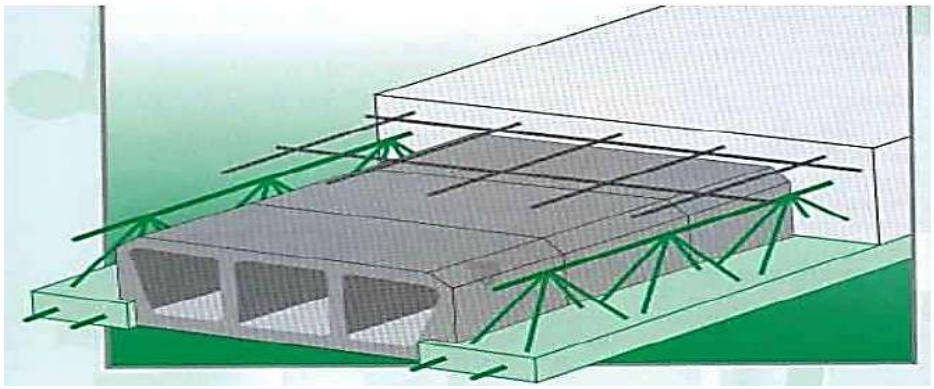


Figure 2-2 : Dimensions du corps creux

II.2.2- Dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalles pleines de formes régulières et irrégulières. Le pré-dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

a) Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :…….[CBA 93]

$$(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

$$(Lx / 35) \leq ep \leq (Lx / 30)$$

Où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu d'appui.

b) Sécurité contre l'incendie :

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

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

C) condition d'isolation acoustique : ep ≥15 cm.

- Critère de résistance $465/50 \le ep \le 465/40 \Rightarrow 9.30 \le ep \le 11.63$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

➢ **Conclusion:**

Pour la dalle plaine on adoptera : e =15cm.

Evaluation des charges permanentes et charges d'exploitations≪3≫

II.3.1.Maçonnerie:

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison):

Tableau 2-1 : charge permanente du mur simple cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
02	Brique creuse	0.10	9	0.90
03	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**1.62**

II.3.1.b-Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

Tableau 2-2 : charge permanente du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.01	10	0.10
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	/	2 x 0.90
04	Lame d'aire	0.10	/	/
Charge permanente G				**2.62**

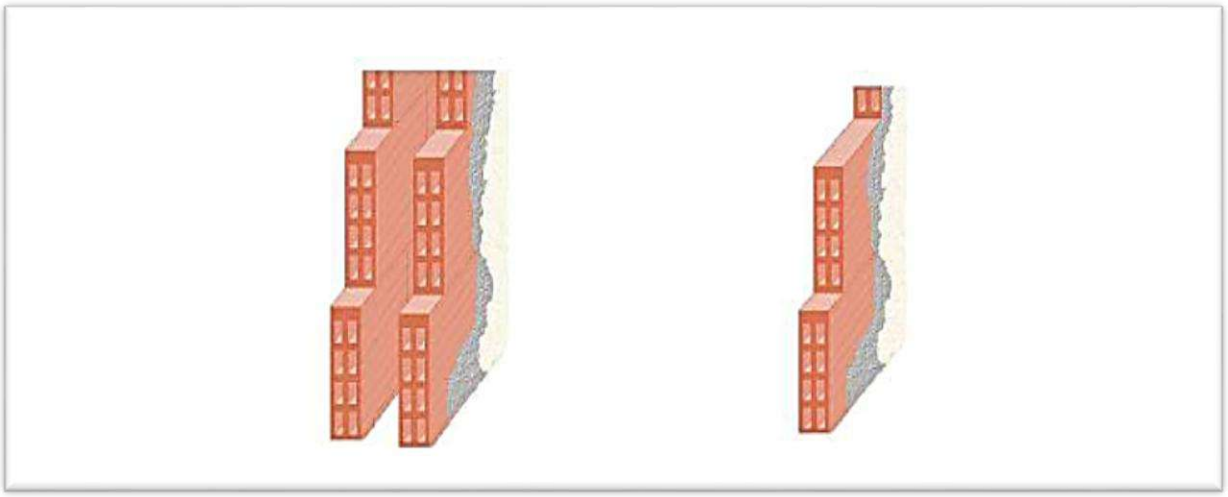


Figure 2-3 : Murs Simple et double cloisons

II.3.2.Plancher terrasse ≪plancher16+4≫ :

II.3.2.a. Charges permanentes:

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

N^0	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	**1.00**
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	**0.12**
3	Papier kraft	-	-	**0.05**
4	Forme de pente	0.10	22	**2.20**
5	Film polyane	-	-	**0.01**
6	Liège (isolant)	0.04	4	**0.16**
7	Pare vapeur	0.01	6	**0.06**
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	**2.80**
9	Enduit plâtre	0.02	10	**0.20**
Charge permanente G				6.60

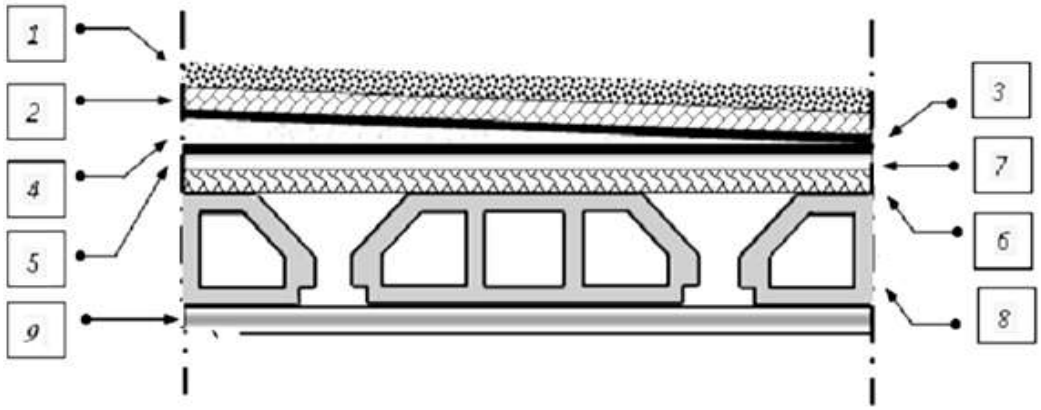


Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Charges d'exploitation:

Tableau 2-4 : charge d'exploitation de terrasse

Bloc	Type de terrasse	Charge d'exploitation (kN/m²)
	Inaccessible	1

II.3.3.a. Consol terrasse (dalle pleine) :

Tableau 2-5 : Charge permanente de consol terrasse inaccessible

N⁰	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	**1.00**
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	**0.12**
3	Papier kraft	-	-	**0.05**
4	Forme de pente	0.10	22	**2.20**
5	Film polyane	-	-	**0.01**
6	Liége (isolant)	0.04	4	**0.16**
7	Pare vapeur	0.01	6	**0.06**
8	Dalle plein	0.15	25	**3.75**
9	Enduit plâtre	0.02	10	**0.20**
Charge permanente G				**7.55**

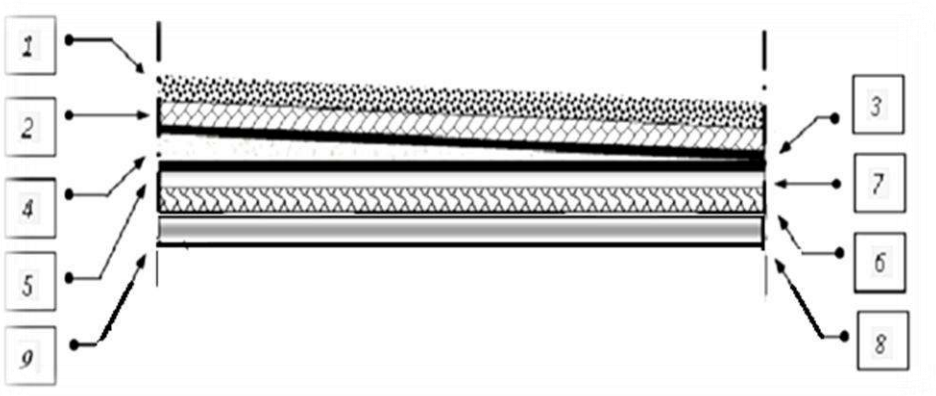


Figure 2-5 : composants d'un consol terrasse ≪dalle plein≫

II.3.3.b. Charge d'exploitation:

Tableau 2-6 : charge d'exploitation de consol terrasse

Bloc	Type de terrasse	Charge d'exploitation (KN/m²)
	Inaccessible	1

II.3.4.Plancher courant plancher ≪16+4≫:

II.3.4.a. Charges permanentes:

Tableau 2-7 : Charge permanente du plancher courant

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.30	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

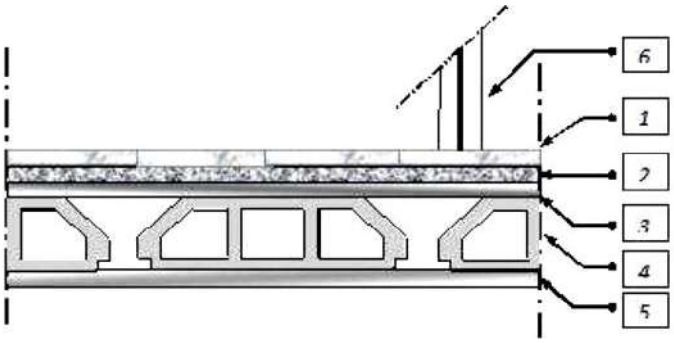


Figure 2-6 : composants d'un plancher courant

II.3.4.b. charges d'exploitation :

Tableau 2-8 : charge d'exploitation des étages

Etage	Usage	Charge exploitation (kN/m²)
Sous sol	parking	2.5
RDC	Hall de guichet	2.5
	Salle de réception	2.5
	Sanitaire	2.5
	Bureaux	2.5
	Salle d'archive	4
1er étage	Hall	2.5
	Bureaux	2.5
	Sanitaire	2.5
2eme étage	Salle de réunion	2.5
	Bureaux	2.5
	Hall	2.5
	Sanitaire	2.5
3eme étage	Bureaux	2.5
	Hall	2.5
	Sanitaire	2.5
4eme étage	Bureaux	2.5
	Hall	2.5
	Sanitaire	2.5
5eme étage	Bureaux	2.5
	Hall	2.5

II.4.dalle pleine

II.4.1.Consol :

II.4.1.a. Charge permanente :

Tableau 2-9 **:** Charge permanente de la dalle pleine

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison en verre	14 x 2,5 + 2 x 0,5	-	0.35
Charge permanente G				5.68

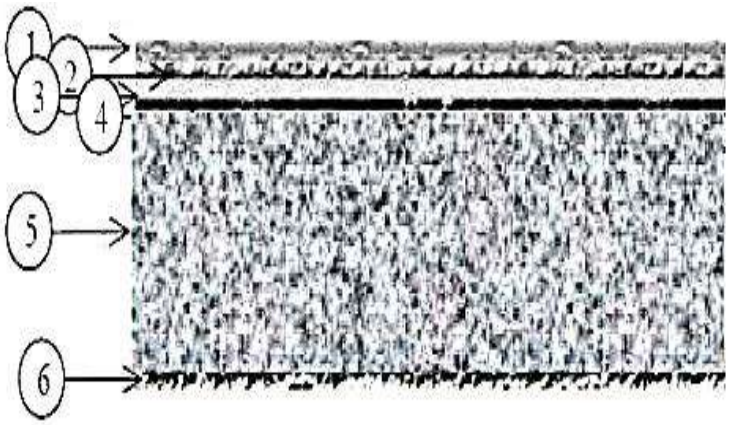


Figure 2 -7 : composants de la dalle pleine d'étages courants

II.4 .1.b. charges d'exploitation :

Tableau 2-9 : charge d'exploitation des étages

Etage	Usage	Charge d'exploitation (kN/m²)
1er étage	Circulation	2.5
	Sanitaire	2.5
2eme étage	Sanitaire	2.5
3eme étage	Sanitaire	2.5
4eme étage	Sanitaire	2.5
5eme étage	Sanitaire	2.5

II .5 . Pré-dimensionnement des 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.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

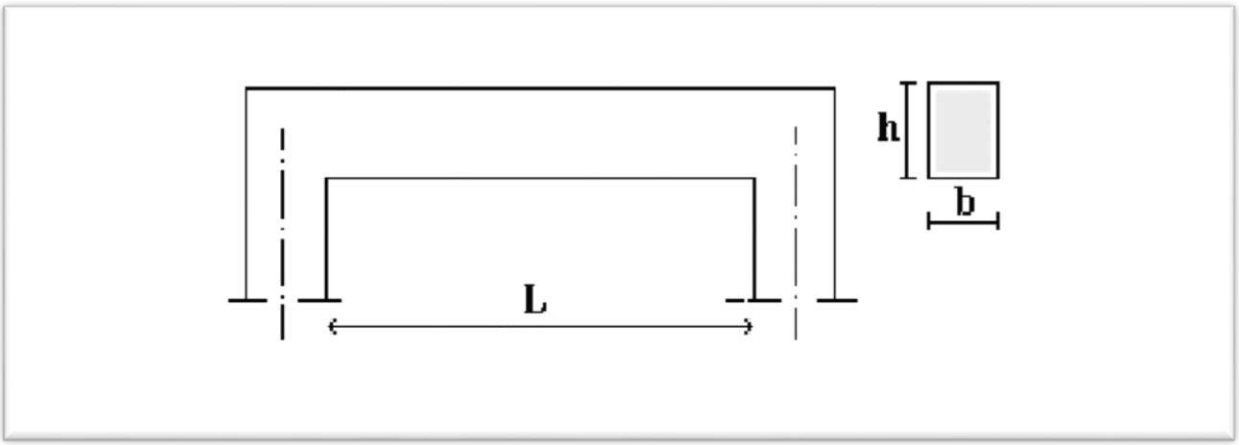


Figure 2-8 **:** Pré dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.
- Le pré-dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:
  - (Portée max) /15≤h≤ (portée max)/10

- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIb sont: ►►Art [7.5.1] ◄◄

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20cm$
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1.5+b1$

Avec $e \leq \max(b_1/2, h_1/2)$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur. Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X-X.

Tableau 2-10 : pré-dimensionnement des poutres

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Conditions de Résistance	L_{max} =5.32 => 35.46 ≤h≤53.2(cm) on adopte h= 45 cm 13.5≤b≤31.5 on adopte b=30	L_{max}=5 => 33.33≤h≤50 (cm) on adopte h= 35cm 10.5≤b≤24.5 on adopte b=30
Vérification selon RPA 99 (version 2003)	h=45cm≥30cm ; b=30cm≥20cm ; h/b=1.5≤4.	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm ; h/b=1.16≤4.
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0845)≥(1/16 =0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.07)≥(1/16 =0.0625) (condition vérifie)

Tableau 2-11: pré-dimensionnement final des poutres

Conclusion	Poutres principales	Poutres secondaires
	h=45cm ; b=30cm	h=35cm ; b= 30cm

II. 6.Pré-dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q).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).

II. 6.1.Étapes de Pré dimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003 : ►►**[Art 7.4.1]** ◄◄

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} \bullet \ \text{Min (b1, h1)} \geq 30\ \text{cm} \\ \bullet \ \text{Min (b1, h1)} \geq \frac{h_e}{20} \text{zone II.b} \\ \bullet \ \frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4 \end{cases}$$

On a: $N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$

Avec :

- $\overline{N_u}$: Effort normal admissible à l'ELU.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».
- γ_b= 1,50 et γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- f_{c28} et fe : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du Poteau (A= $\frac{B}{1000}$).
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{pour} \lambda \leq 50 \\ a = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, i = \frac{b}{\sqrt{12}}, i = \frac{D}{4}$$

Où :

- i : Rayon de giration.
- λ: L'élancement géométrique.
- Lf : Longueur de flambement

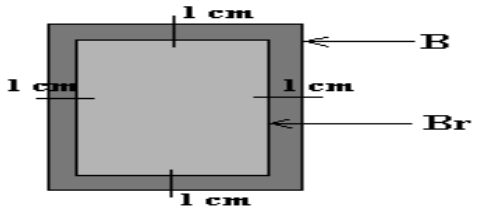


Figure 2.9. Section réduite du poteau

II. 6.2 .Calcul de la longueur de flambement L_f :

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

- 0.7*L_0 : si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation
  - traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur i.e. (I/L) que lui dans le sens considéré.
- L_0 : dans les autres cas.

L_0 =3.40 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, Cas des étages courants.

Tableau 2-12 : détermination de la longueur de flambement

	Dimensions du poteau	**L_f**	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	**λ**
le 5eme étage	30x30	2,38	0,087	**27,482**
le 4eme étage	30x30	2,38	0,087	**27,482**
le 3eme étage	35x35	2,38	0,101	**23,556**
le 2eme étage	35x35	2,38	0,101	**23,556**
le 1er étage	40x40	2,38	0,115	**20,611**
le RDC	40x40	2,38	0,115	**20,611**
le sous sol	40x40	2,38	0,115	**20,611**

II. 6.3.Calcul de l'effort Nu :

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

- Une section de (40x40) cm^2 pour le sous-sol, RDC et le 1éme étage ;
- Une section de (35x35) cm^2 pour, le 2ème, le 3ème étage ;
- Une section de (35x35) cm^2 pour le 4ème, et 5 éme étage.

Tableau 2-13 : calcule de $\overline{N}_u$

	Dimension (cm×cm)	Br (cm^2)	λ	α	As (m^2)	$\overline{N}_u$ (kN)
le 5eme étage	30x30	784	27,482	0,833	0,00009	**1208,83**
le 4eme étage	30x30	784	27,482	0,833	0,00009	**1208,83**
le 3eme étage	35x35	1089	23,556	0,837	0,000122	**1688,28**
le 2eme étage	35x35	1089	23,556	0,837	0,000122	**1688,28**
le 1er étage	40x40	1444	20,611	0,840	0,00016	**2246,60**
le RDC	40x40	1444	20,611	0,840	0,00016	**2246,60**
le sous sol	40x40	1444	20,611	0,840	0,00016	**2246,60**

II. 6 .3.1 .Choix du poteau le plus sollicité :

- ✓ Le poteau le plus sollicité est (E-3).

II. 6 .3.2.La surface reprise par le poteau :

- ❖ Surface du plancher revenant au poteau:

  S_p = (5-0.3)x(5.16-0.30) $\Rightarrow$ **S_p= 22.842m^2**

- ❖ Surface totale:

  S_t=5 x 5.16 $\Rightarrow$ **St= 25.80m^2**

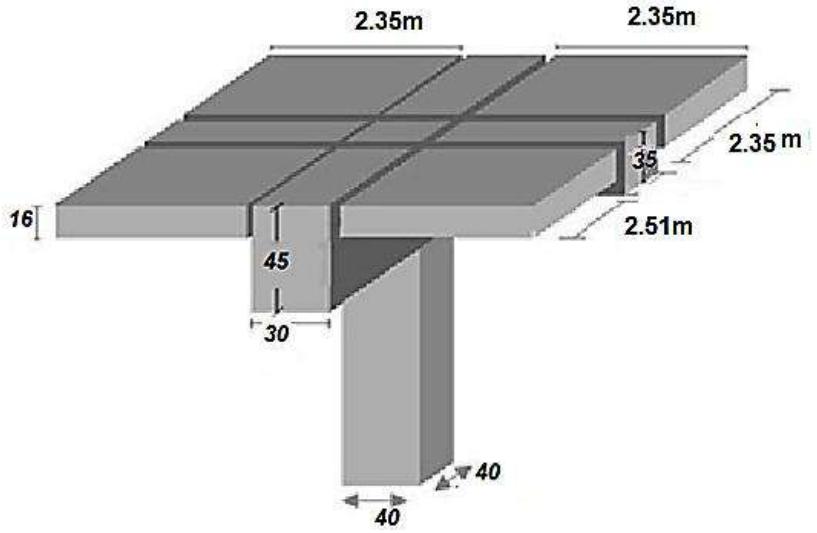


Figure. 2-10 : représentation du poteau le plus sollicité

II. 7.Descente des charges : [3] ►► [Art 6.3] ◄◄

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.7.1.a. Charges Permanente :

Tableau 2-14 : Tableau des charges permanentes

Étage	$G_{plancher}$ (kN)	G_{poteau} (KN)	$G_{poutre\ p}$ (kN)	$G_{poutre\ s}$ (kN)	G_{tot} (kN)	G_{cum} (kN)
5ème	150,76	7,65	16,40	12,34	187,15	**187,15**
4ème	137,05	7,65	16,40	12,34	173,44	**360,59**
3ème	137,05	10,412	16,40	12,34	176,20	**536,79**
2ème	137,05	10,412	16,40	12,34	176,20	**713,00**
1er	137,05	13,6	16,40	12,34	179,39	**892,39**
RDC	137,05	13,6	16,40	12,34	179,39	**1071,78**
Sous-sol	135,05	13,6	16,40	12,34	177,39	**1249,17**

II.7.1.b. Charges d'exploitation

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

- $Q_0 + \frac{3+n}{2\times n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots\dots\dots Q_n)$

Avec :

n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

$Q0$: La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q1, Q2, \dots\dots, Qn$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs

On utilise le $(3+n)/2n$ à partir du cinquième étage

Tableau 2-15 : Tableau des charges d'exploitation

	q(kN/m²)	Q(kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
5eme étage	**1**	Q0 =	25,8		25,80
4eme étage	**2,5**	Q1=	64,5	1	90,30
3eme étage	**2,5**	Q2=	64,5	0,95	148,35
2eme étage	**2,5**	Q3=	64,5	0,9	199,95
1er étage	**2,5**	Q4=	64,5	0,85	245,10
RDC	**2,5**	Q5=	64,5	0,8	283,80
Sous-sol	**2,5**	Q6=	64,5	0,75	316,05

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

Tableau 2-16 : Tableau de vérification

niveau	$G_{cumulé}$ (kN)	$Q_{cumulé}$ (kN)	N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)	$\overline{N}_u$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N}_u$
5eme étage	187,15	25,8	291,35	320,49	1208,83	OUI
4eme étage	360,59	90,3	622,25	684,47	1208,83	OUI
3eme étage	536,79	148,35	947,19	1041,91	1688,28	OUI
2eme étage	713	199,95	1262,48	1388,72	1688,28	OUI
1er étage	892,39	245,1	1572,38	1729,61	2246,6	OUI
RDC	1071,78	283,8	1872,60	2059,86	2246,6	OUI
Sous-sol	1249,17	316,05	2160,45	2376,50	2246,6	OUI

II.7.2. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau 2-17 : vérifications de coffrage des poteaux

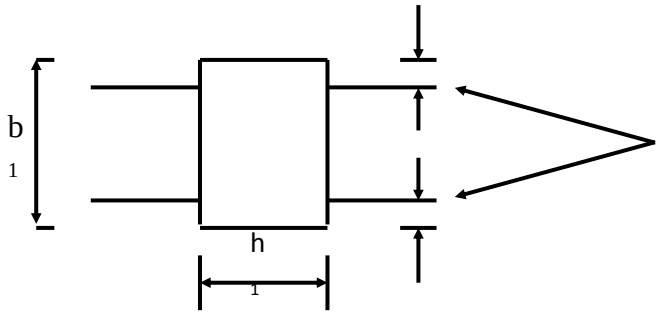
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h)≥ he /20	Min (b,h)=30cm≥(he/20)=(3.40- 0.35)/20= 15.25 cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.6.3. Vérification aux zones nodales ►► [Art 7.5.1] ◄◄ page 69:

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2\ ;\ h_1/2)$.

- Cas (a) :



- Cas (b)

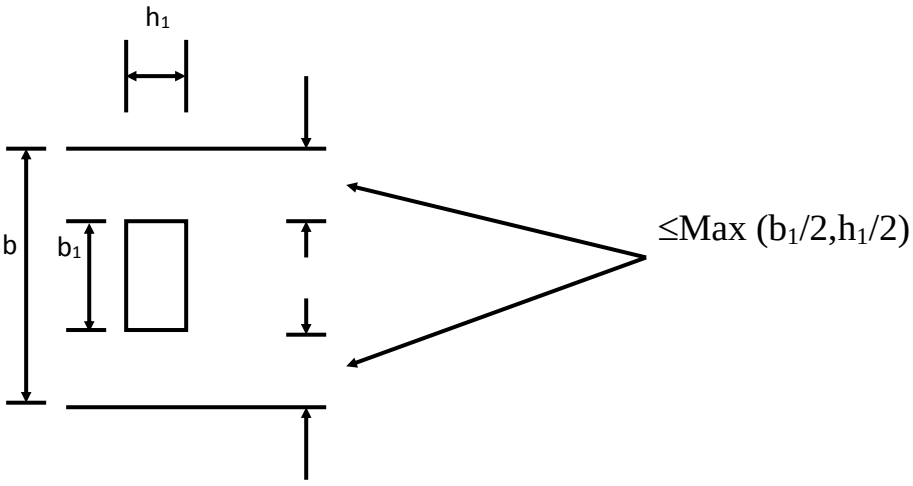
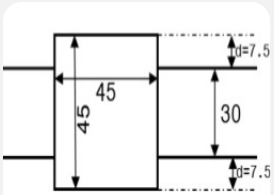
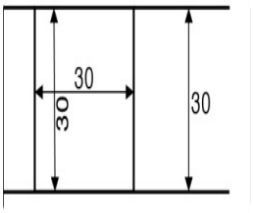


Tableau 2-18 : vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2;h_1/2$)	$d \leq$ Max ($b_1/2;h_1/2$)
	30	45	45	Oui	7.5	22.5	Oui
	30	30	30	Oui	0	15	Oui

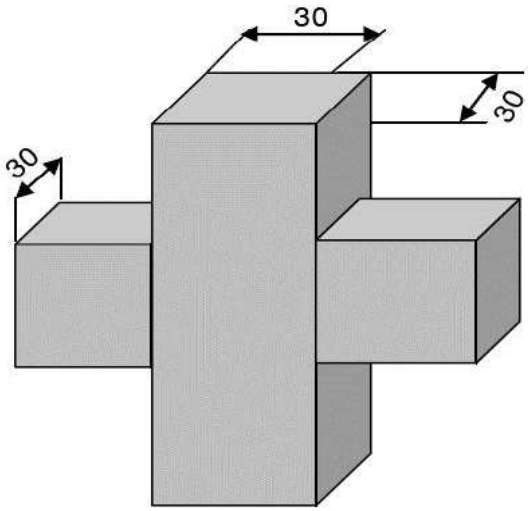


Figure 2-11 : les poutres principales

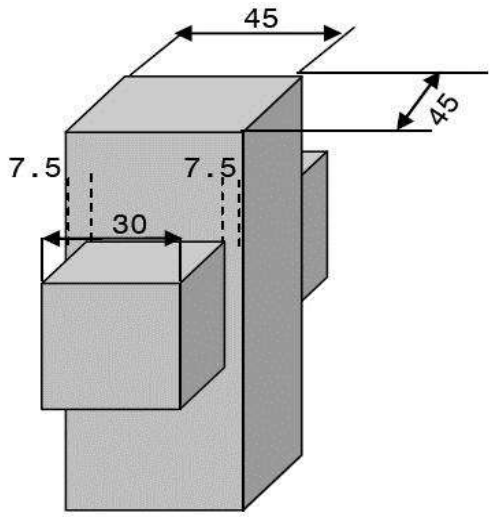


Figure 2-12 : les poutres secondaires

II.8.Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

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

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

RPA 99 version 2003 : ►►[Art 7.7.1] ◄◄

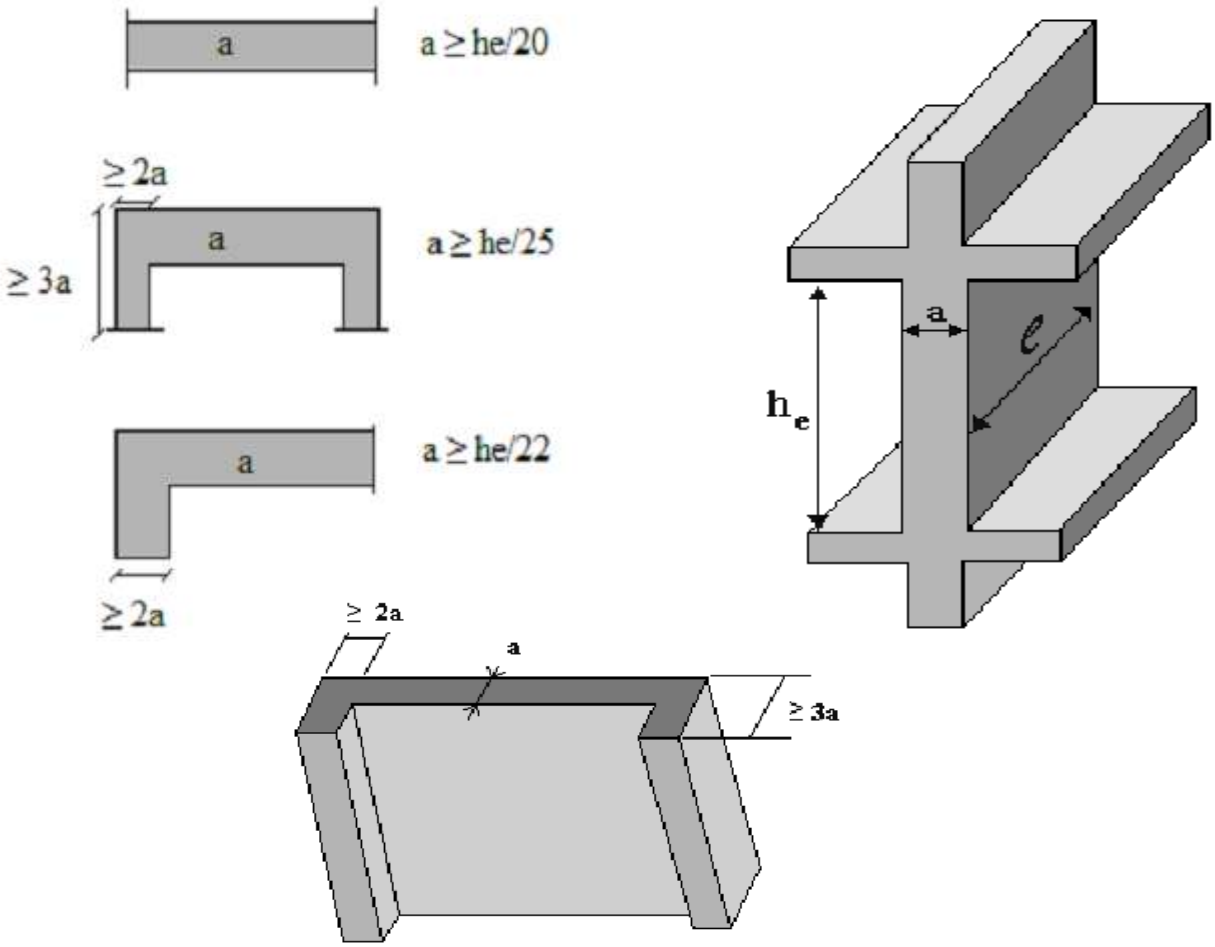


Figure 2- 13 : Coupe de voile en plan (gauche)

Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

Tableau 2-19 : pré-dimensionnement des voiles

	bloc
La hauteur libre d'étage h_e (m)	h_e=3.05
a≥ MAX (15cm ;h_e/25 ;h_e/22)	a≥ MAX (15cm ; 12.2;13.8)
a=	15cm

On adopte pour tous les blocs l'épaisseur de voile suivant :

a =15cm

Les voiles de sous-sol, servent comme de soutènement au sol, ils sont appuies sur les quatre côtés, ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite.

Remarque

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60cm de hauteur. C'est un système isostatique 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. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

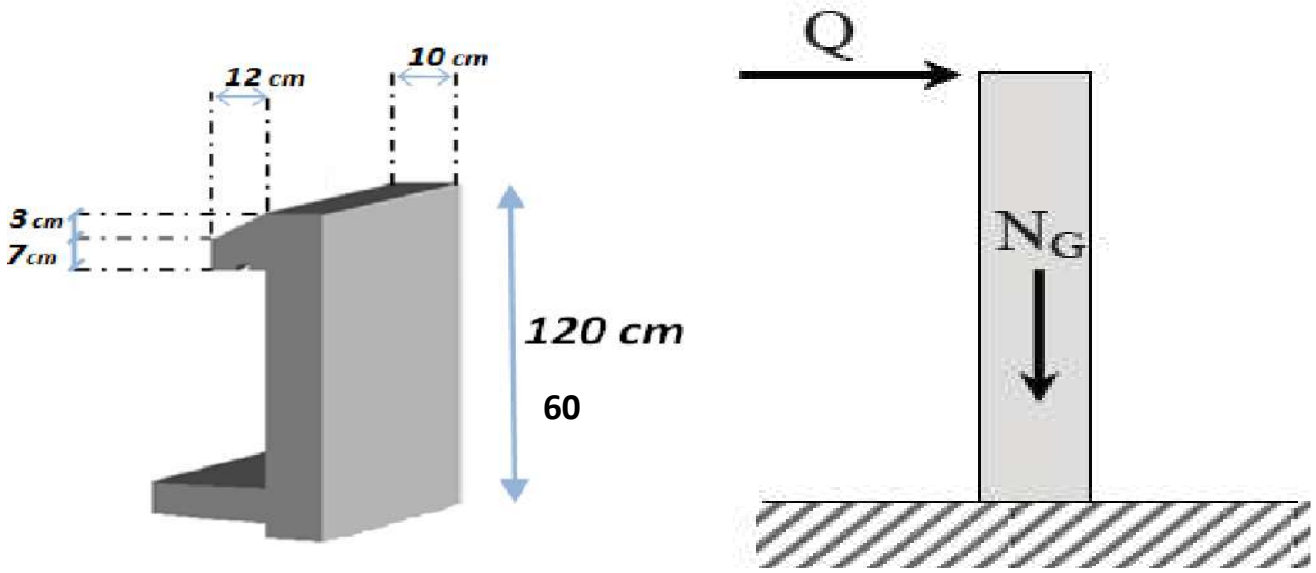


Figure 3-1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitation :

Tableau 3-1 : Les charges

Charge permanente G [kN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 =1.755 kN/m
Charge d'exploitation Q [kN/ml]	1 kN/m

III.1.2. Calcul des efforts :

Tableau 3-2 : Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : N_u (kN)	1,35x G= 1.35x1.755=2.369	G = 1.755
Effort tranchant : T_u (kN)	1,5 x Q = 1,5x1=1.5	
Moment d'encastrement : M_u (kN .m)	1,5 x Q x h =1.5x1x0.6=0.9	

III.1.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau 3-3 : Les données

Données			
$f_{c}28$	25 MPa	h	10cm
$f_{t}28$	2.1 MPa	d	7.5cm
f_e	400 MPa	c	2.5cm
σ_{badm}	14.2 MPa	c'	2.5cm
σ_{sadm}	348 MPa	b	100cm

III.1.3.a. à E L U :

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.36} \Rightarrow \quad , e0 = 38,13cm$$

Où l'enrobage est : c= c_1 = 2,5 cm

$$\text{On a } e_0 = 38.13 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors ", on a une section partiellement comprimée.

- **Calcul du moment de flexion :**

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

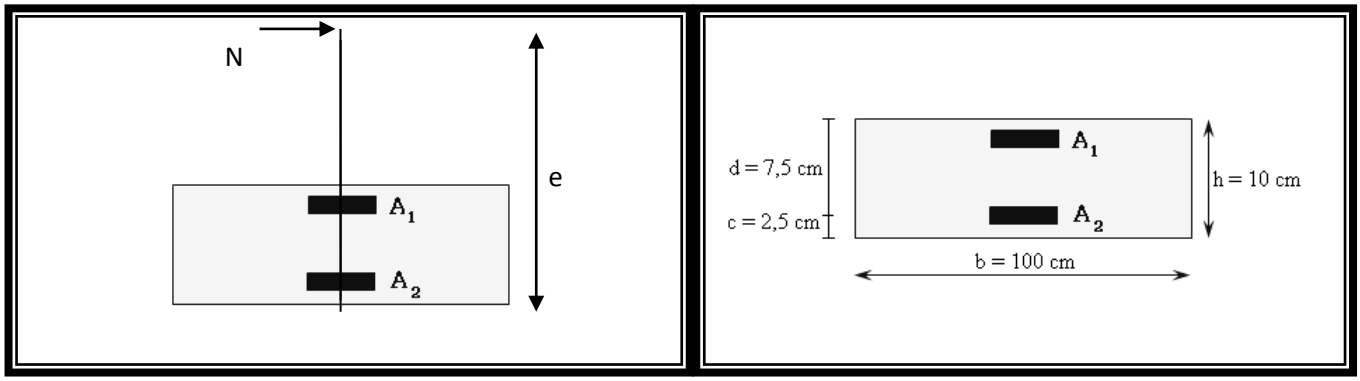


Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU

e = e_0 + (h/2-c) ⇒ **e** = 0.406 m.

M_1 = N x **e**⇒ M_1 = 0,961 KN.m

- **Le calcul se fait en flexion simple :**

$$\mu = \frac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0{,}012 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A_1 = 0.$$

Donc : ß = 0,994

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_1 = 0{,}371 \text{ cm}^2$$

N : effort de compression, alors :

$$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.30 \text{ cm}^2$$

Et $A' = A_1 \Rightarrow A' = 0$

Donc : $\begin{cases} A = 0.30 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2 > A = 0.30 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1.00 \text{ cm}^2$

On adoptera : A_1 = 5 HA 8 = 2.31 cm².

- **Armatures de répartition :**

On a : $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58 \le A_r \le 1.16$

Donc, on prendra : A_r = 4 HA 6 = 1.13 cm²

- **Espacement**

$$S_t = 20\,cm \le S_{min} = \min[3h = 36\,cm ; 33\,cm] = 33\,cm$$

$$S_{tr} = 15\,cm \le S_{min\,r} = \min[4h = 48\,cm ; 45\,cm] = 45\,cm .$$

III- 1-4- Vérification à l'E.L.S :

Données :N_{ser} = 1.82 kN ; M_{ser}= 0.6 kN.m.

- **Calcul de l'excentricité :**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.82} = 32.97cm$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 32.97\,cm$$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Ou : $B_o = b.h + 15\,(A + A') \Rightarrow$ **B_o = 1034,65 cm².**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_s d)\right] \Rightarrow$ **υ_1 = 5,084 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow$ **υ_2 = 4,916 cm.**

$I = \frac{b}{3}\,(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow$ **I = 8542.60 cm².**

Alors : $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ = **1,680 cm.**

Donc :

e_0= **32,89 cm.** $\ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **=1,680 cm** $\Rightarrow$Alors, on a une section partiellement comprimée.

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

<u>Où</u> $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$ c<0 cy2>0

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

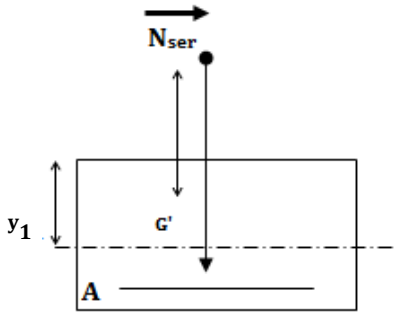


Figure. 3-3 : Section de béton armé à l'ELS

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$….."*"

Tels que :

$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$ **p = -2259.98 cm²**

Et

$q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow$ **q = 40784.74 cm².**

Où : **c** : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **c = h/2 – e = - 27.89 cm < 0**".

D'où l'équation "*" devient : **y_2^3 + (-2259.98) y_2+ 40784.74 =0**

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

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

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

Finalement, on trouve :

$y_2' = 30.04$ cm

$y_2'' = 24.70$ cm rejetée comme valeur (y2+c <0)

$y_2''' = -54.30$ cm rejetée comme valeur (<0)

D'où alors : 0<**y_1** = 30.04 + (-27.89) = **2.15 cm** <**h** = 10 cm

Donc on prend : y2 **= 30,04 cm.**

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15[A'_s(y1 - c') - A_s(d - y_1)]. \Rightarrow$ **S_{xx}=45.75 cm³**

D'où alors : k = 1820/45750 $\Rightarrow$**k=39.78 x 10^{-3}N/mm³**

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (39.78 \times 10^{-3}) \times 21.5 \Rightarrow$ **σ_b = 0.85 MPa**

Et : $\sigma_s = 15\,k\,(d - y_1) = 15 \times 39.78 \times 10^{-3}(75 - 21.5) \Rightarrow$ **σ_s = 31.92 MPa**

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0.85$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 15$ MPa **(C.V)**

σ_s=31.92MPa $\leq \overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\,\text{MPa}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$ **(C.V)**

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III- 1-5- Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à :

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

On doit vérifier que : $\tau u \leq \overline{\tau}$ telles que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\,\text{MPa}$$

Et : $\overline{\tau}$ = min [0,15 $\frac{fc28}{\gamma b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0.02\,\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5\,\text{MPa}$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III- 1-6- Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule :

$$\mathbf{F_p = 4.A.C_p.W_p.}$$

A: coefficient d'accélération; **A = 0.25***[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2, zone II.b)]*

C_p: facteur de force horizontal; **C_p = 0.8** (*R.P.A 99 page 43 tab. 6.1*)

W_p: poids propre de l'élément **W_p= 1.824 kN.**

D'où alors : F_p = 4 x 0.25 x 0.8 x 1.824 $\Rightarrow$**F_p = 1.46 kN< Q = 1.5kN…(C.V)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

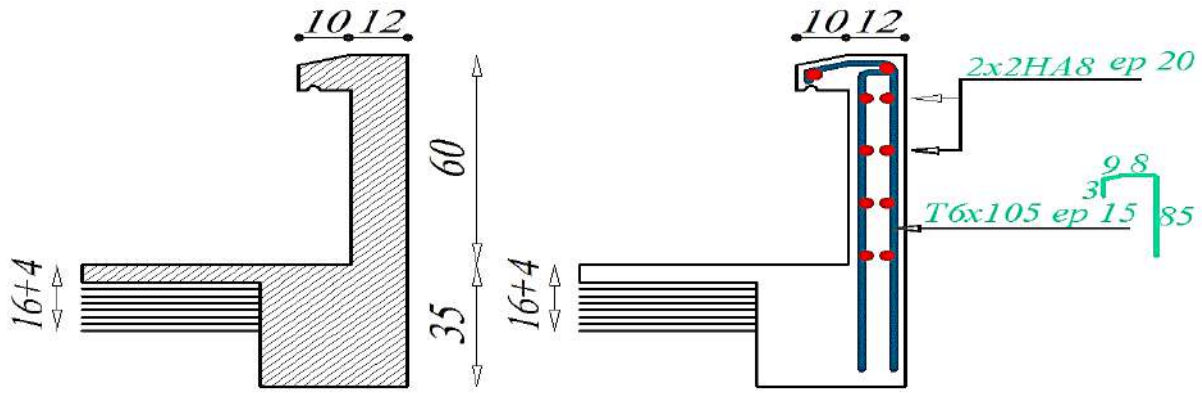


Figure 3-4 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1.Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis, parallèlement à la petite portée.

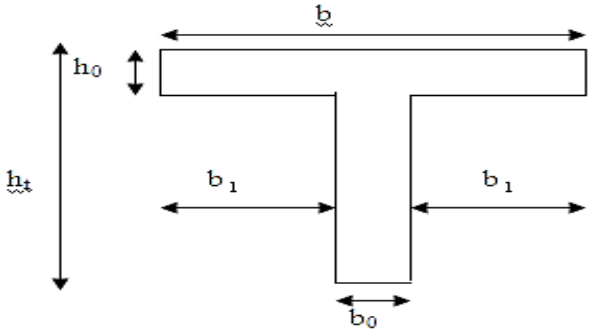


Figure3.5. schéma de poutrelle

III.2.1.1. calcul Les poutrelles :

Les poutrelles sont disposées dans le sens de la petite portée et calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, leurs calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.1.1. a. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée { ason milieu dont l'intensité est la plus grande de 1kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

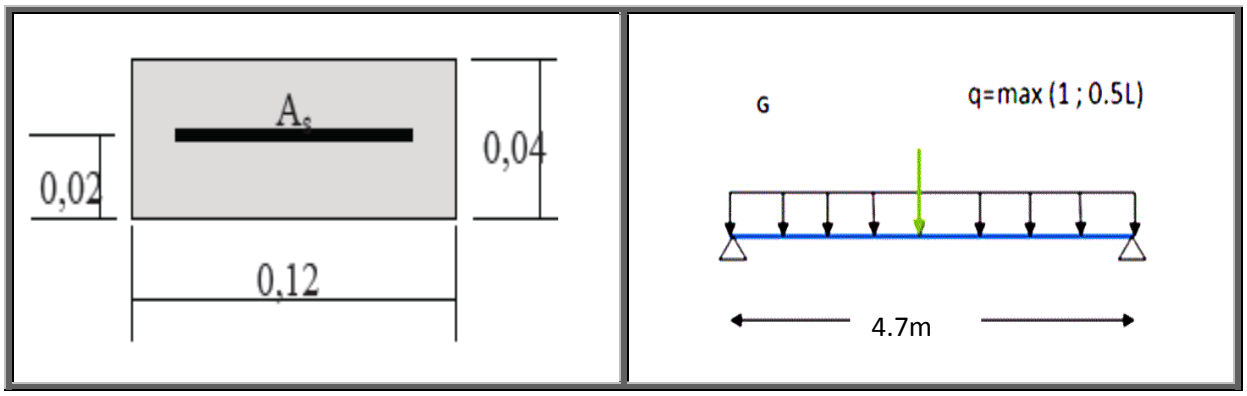


Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau 3. 4: les charges de la poutrelle avant coulage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.7	2.35	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau 3-5 : Calcul des moments

$M_{G=}$(kN.m)	$M_Q(kN.m)$	$M_U(kN.m)$
$\frac{GL^2}{8}$=2.12	$\frac{QL}{4}$=2.76	1.35MG+1.5MQ=7.004

$$\mu = \frac{Mu}{\overline{\sigma}b * b * d^2} = \frac{7.004 * 10^3}{14.2 * 0.12 * 20^2} = 10.27 \gg \mu L = 0.392$$

Cette valeur de μ=2.05 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

III.2.1.1.b. Calcul des étaiements:

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μ_L", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

- Pour un seul étai au milieu :

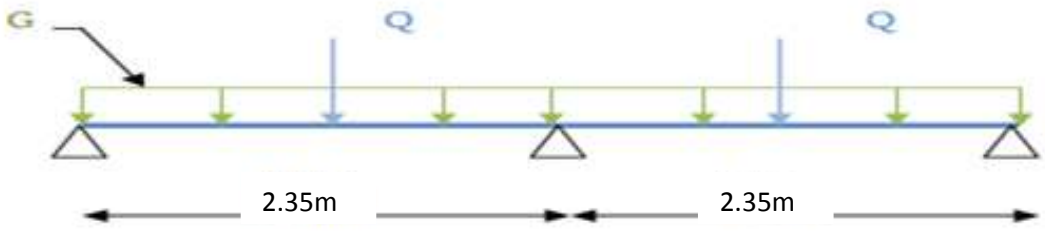


Figure 3.6. Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1.175(kN)

MG =0.531(kN.m)

MQ = 0.690 (kN.m)

Mu =1.751 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{1.751*10^3}{14.2*0.12*20^2}=2.569>\mu_L=0.392$$

On ajoute un autre étaiement.

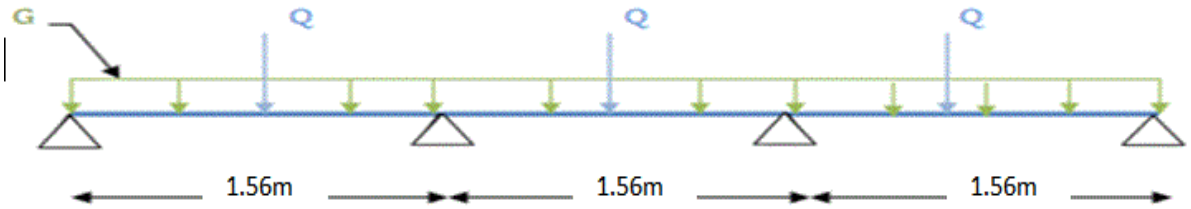


Figure 3.7. Travée avec deux étais espacés de 1.56 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1(kN)

MG =0.234 (kN.m)

MQ = 0.39 (kN.m)

Mu =0.901(kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{0.901*10^3}{14.2*0.12*20^2}=1.321>\mu_L=0.392$$

On ajoute un autre étaiement.

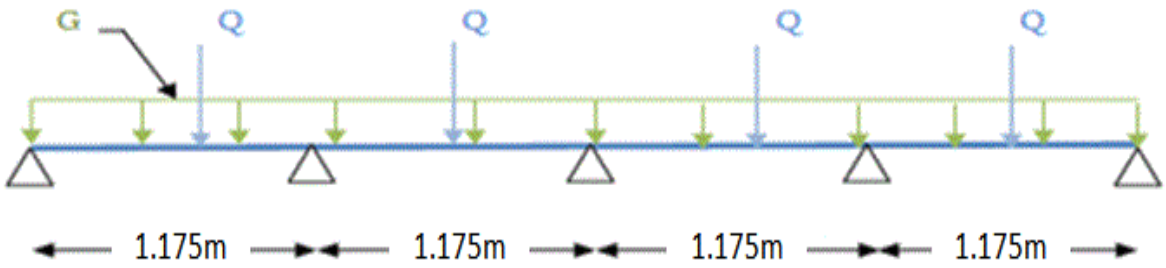


Figure 3.8. Travée avec trois étais espacés de 1.175 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1(kN)

MG =0.132(kN.m)

MQ = 0.293 (kN.m)

Mu =0.618 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{0.618*10^3}{14.2*0.12*20^2}=0.906>\mu_L=0.392$$

On ajoute un autre étaiement.

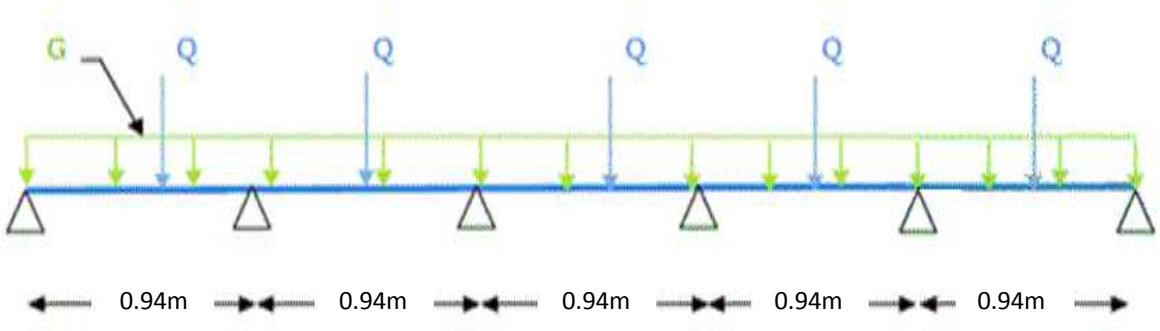


Figure 3.9. Travée avec trois étais espacés de 0.94 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1(kN)

MG =0.085(kN.m)

MQ = 0.235 (kN.m)

Mu =0.467 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{0.467*10^3}{14.2*0.12*20^2}=0.685>\mu_L=0.392$$

On ajoute un autre étaiement.

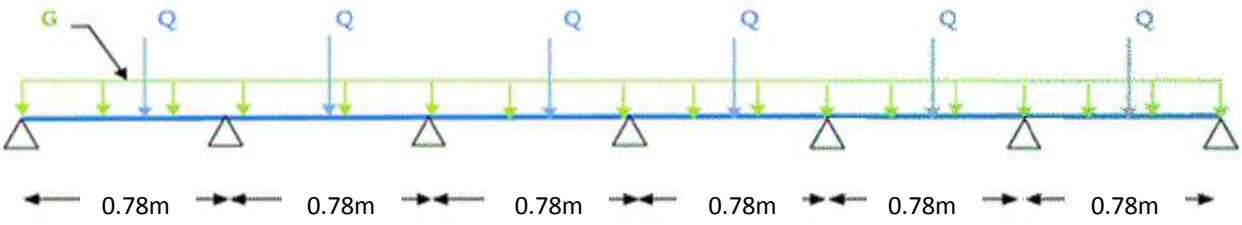


Figure 3.10. Travée avec trois étais espacés de 0.78 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1(kN)

MG =0.058(kN.m)

MQ = 0.195 (kN.m)

Mu =0.371 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{0.371*10^3}{14.2*0.12*20^2}=0.544>\mu_L=0.392$$

On ajoute un autre étaiement.

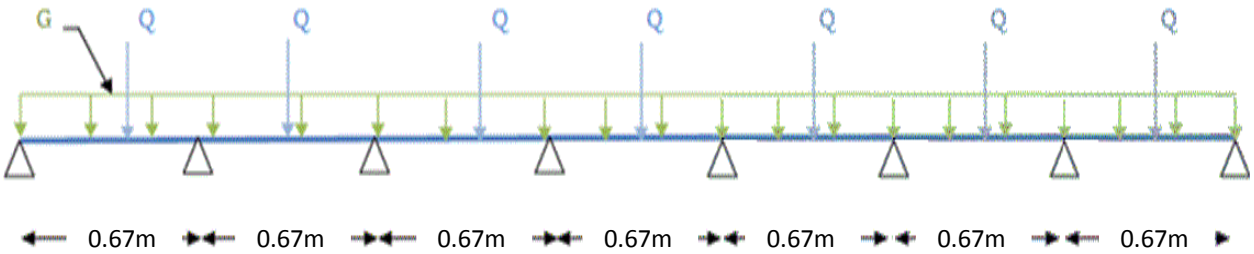


Figure 3.11. Travée avec sexe étais espacés de 0.67 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1(kN)

MG =0.045(kN.m)

MQ = 0.175 (kN.m)

Mu =0.319 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{0.319*10^3}{14.2*0.12*20^2}=0.468>\mu_L=0.392$$

On ajoute un autre étaiement.

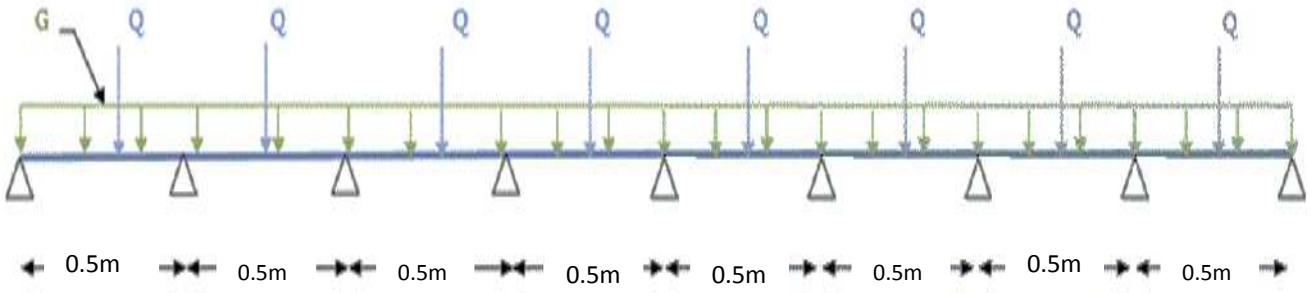


Figure 3.12. Travée avec sept étais espacés de 0.5 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1(kN)

MG =0.024(kN.m)

MQ = 0.125 (kN.m)

Mu =0.219 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{0.219*10^3}{14.2*0.12*20^2}=0.322<\mu_L=0.392$$

Alors il faut prévoir sept étaiements le long de la travée espacés de 50cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

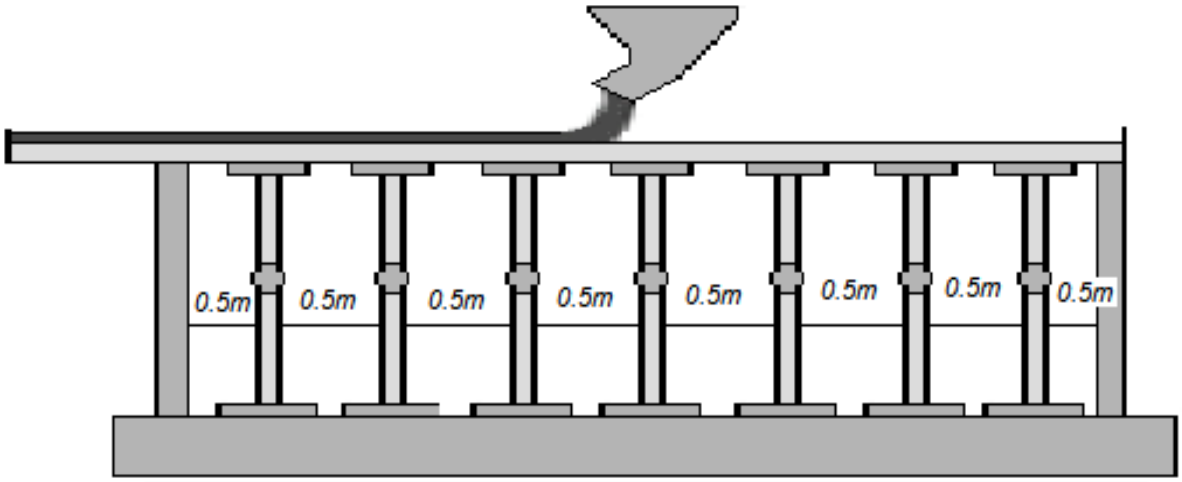


Figure 3-13 : Choix de disposition des étaiements

Bétonnage : Il doit se réaliser en une seule opération. Déverser et vibrer le béton de façon uniforme à partir des appuis vers le centre pour éviter toute concentration de poids. Enlever les étais après durcissement complet du béton (minimum 3 semaines sauf bétons spéciaux).

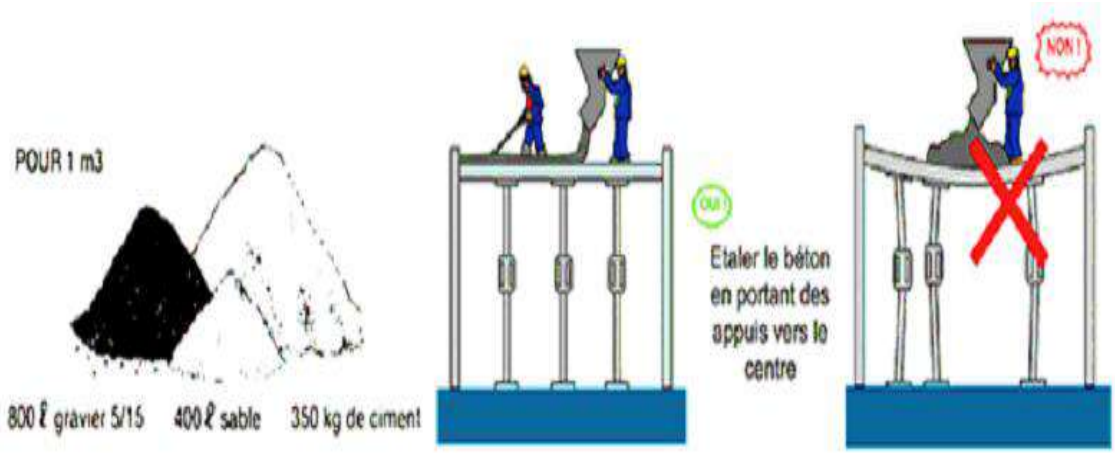


Figure 3-14 : Choix de disposition des étaiements

Le béton coulé doit être vibré au fur et à mesure : il ne doit en aucun cas créer une charge ponctuelle sur le plancher.

III.2.1.1. c. Après coulage :

III.2.2.1.c.1.Charges et surcharges :

- **Plancher en corps creux (16+4) :**
  - plancher terrasse inaccessible : G= 6,6 kN / m² , Q= 1 kN / m².
  - plancher étage courant type 1 : G= 6 kN / m² , Q = 2,5 kN / m².
  - Plancher étage courant type 2 : G= 6 kN / m² , Q =4 kN / m².

III.2.2.1.c.2Les différents types de poutrelles :

On a 2 types des poutrelles dans la structure.

Type 1) :7 travées. (Avec une charge exploitation Q=2.5 kN/m^2).

Type 2) :7 travées. (Avec une charge exploitation Q=4 kN/m^2 dans une seule travée).

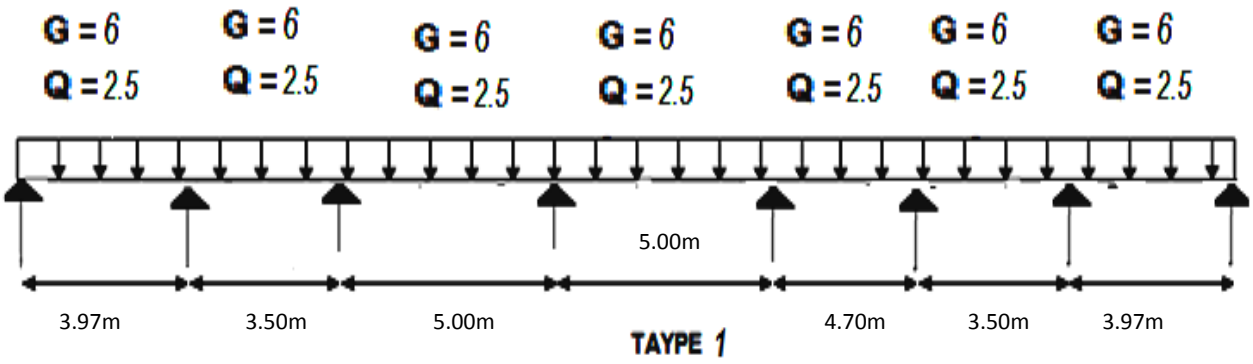


Figure.3.15 : 1 ère type des poutrelles

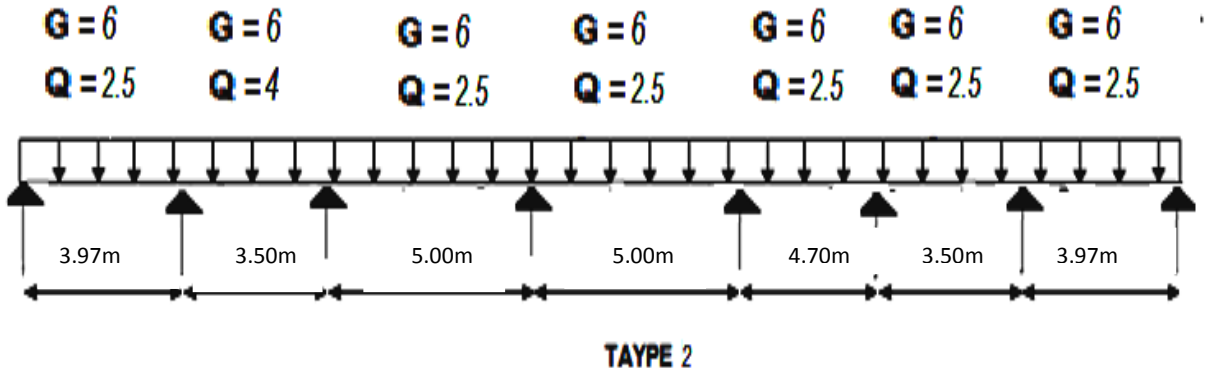


Figure.3.16 : 2 ème type des poutrelles

III.2.2.1.c.3.Méthode de calcul :

Les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. L'évaluation des efforts internes peut se faire selon l'une des méthodes suivantes : la méthode **forfaitaire, la méthode** de **Caquot** et la méthode de **RDM.**

Méthode forfaitaire

- **condition d'application**

1. il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq MAX\left\{2G,5KN/M^2\right\}$
2. les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
3. les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et1, 25

$$0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{I+1}} < 1{,}25$$

4. la fissuration est non préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas **vérifiée on applique la méthode de Caquot.**

1-Vérification des conditions d'application

$$\begin{cases} Q\ (\text{type } 1) = 2.5\ \text{kN}\ /\ \text{m}^2. \\ Q(\text{type}2)\ = 4\ \text{kN}\ /\ \text{m}^2 \end{cases}$$

Q ≤ (2G ; 5 KN/m²)……..vérifiée.

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité car ses sections sont constants……..vérifier.
- Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

$\frac{4.70}{3.50}$=1.34……. Non vérifier.

- **Méthode de CAQUOT**

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

Exposé de la méthode

- ✓ **Moment sur appuis**

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

- ✓ **Moment en travée**

$$\left(M_t\right) = \left(M_0\right) - \frac{\left(M_w + M_e\right)}{2} + \frac{\left(M_w - M_e\right)^2}{16\left(M_0\right)}$$

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

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;
- (M_w ; M_e) : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- q_w: charge répartie à gauche de l'appui considérée ;
- q_e: charge répartie à droite de l'appui considéré.

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

- l'=l……pour une travée de rive ;
- l'=0,8l……pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre

- ✓ **Effort tranchant :**

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

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré ;
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

2-Evaluation des charges l'étage courant :

Tableau 3.6 : Evaluation des charges et surcharge

plancher	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	q_u=(1,35*G+1,5*Q)*0,65	q_{ser}=(G+Q)*0,65
Etage courant (type 1)	6	2.5	7.702	5.526
Etage entre sol (type 2)	6	4 et 2.5	9.165	6.5
terrasse	6.6	1	6.76	4.94

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher courant ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

Application

- **Etage courant (Type 1):**

G=6 kN/m²

Q=2.5 kN/m²

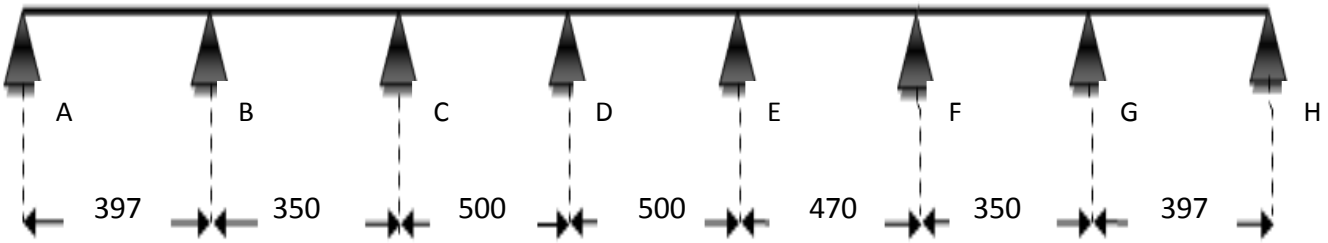


Figure 3.17. 1 ère type des poutrelles (ELU)

- **calcul à l'ELU :**

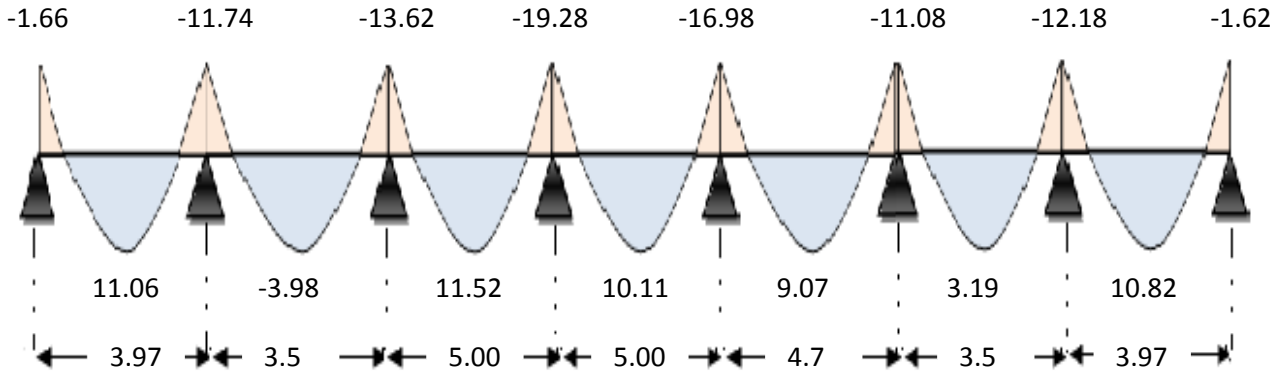


Figure 3-18 : Diagramme des moments dans la poutrelle à sept travées (ELU)

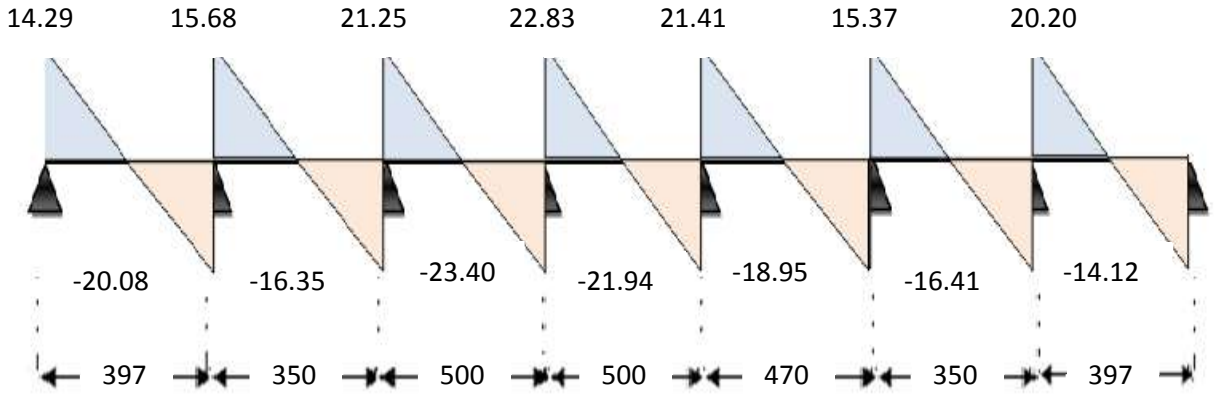


Figure 3-19 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à sept travées (ELU)

Tableau 3-7 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELU)

TRAVEE	M_0(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te(kN)
A-B	15.174	11.06	-1.66	-11.74	14.29	-20.08
B-C	11.794	-3.98	-11.74	-13.62	15.68	-16.35
C-D	24.069	11.52	-13.62	-19.28	21.25	-23.40
D-E	24.069	10.11	-19.28	-16.98	22.83	-21.94
E-F	21.267	9.07	-16.98	-11.08	21.41	-18.95
F-G	11.794	3.19	-11.08	-12.18	15.37	-16.41
G-H	15.174	10.82	-12.18	-1.62	20.20	-14.12

- **calcul à l'ELS :**

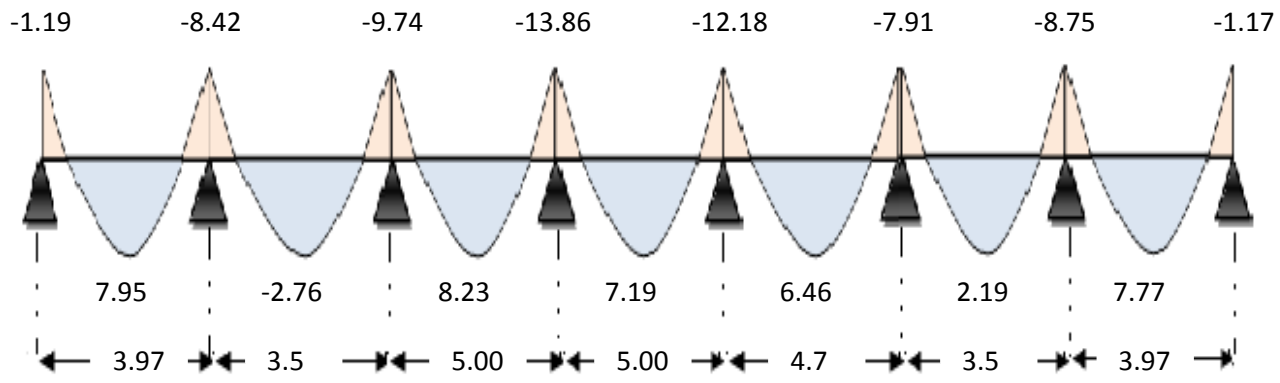


Figure 3-20 : Diagramme des moments dans la poutrelle à sept travées (ELS)

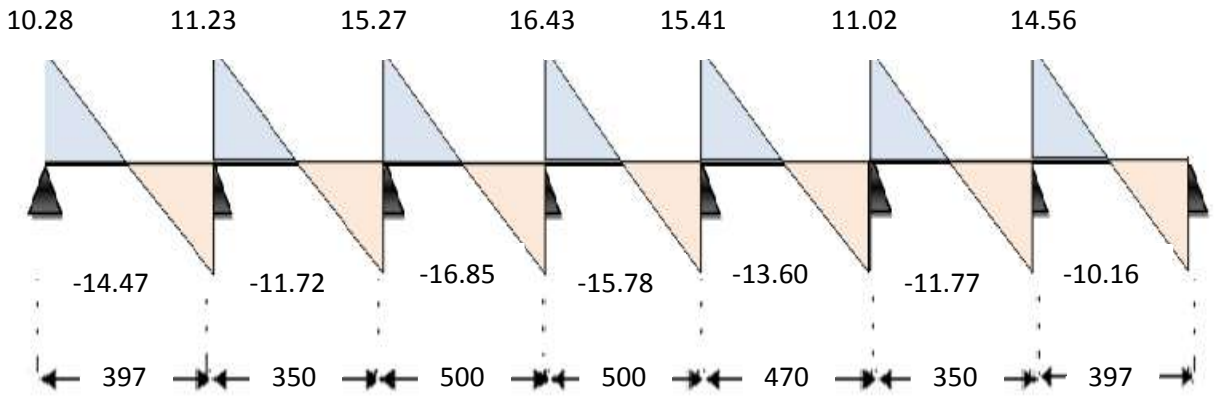


Figure 3-21 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à sept travées (ELS)

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELS)

TRAVEE	M_0(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te(kN)
A-B	10.88	7.95	-1.19	-8.42	10.28	-14.47
B-C	8.46	-2.76	-8.42	-9.74	11.23	-11.72
C-D	17.26	8.23	-9.74	-13.86	15.27	-16.85
D-E	17.26	7.19	-13.86	-12.18	16.43	-15.78
E-F	15.26	6.46	-12.18	-7.91	15.41	-13.60
F-G	8.46	2.19	-7.91	-8.75	11.02	-11.77
G-H	10.88	7.77	-8.75	-1.17	14.56	-10.16

❖ **Etage courant (Type 2):**

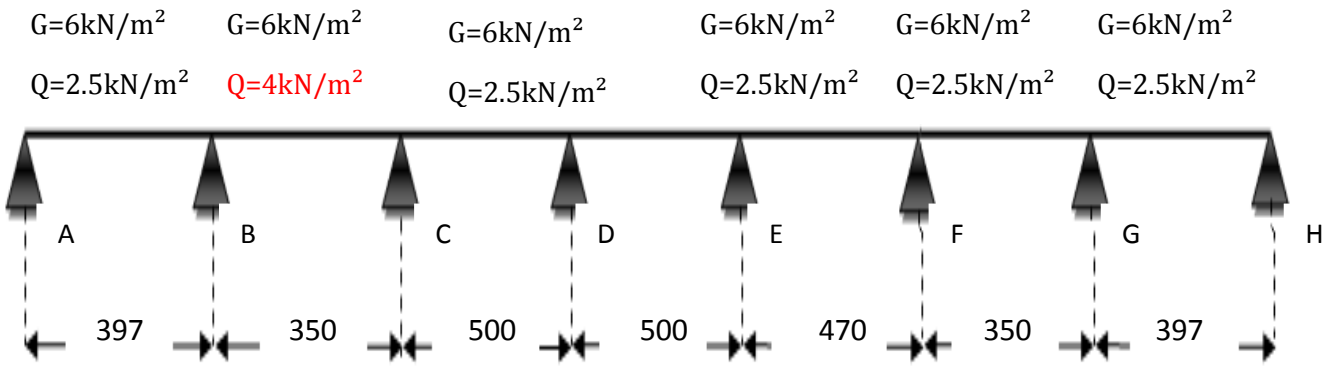


Figure 3. 22. 1 ier type des poutrelles (ELU)

- **calcul à l'ELU :**

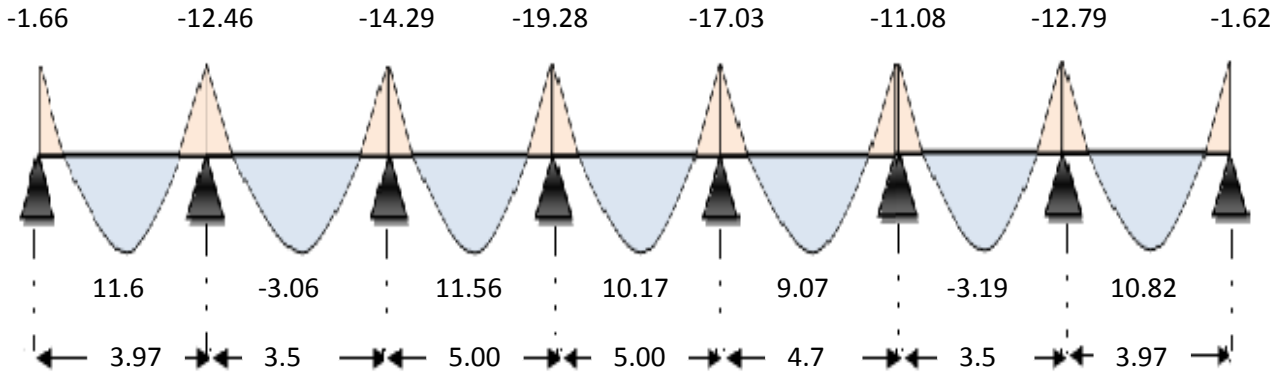


Figure 3-23 : Diagramme des moments dans la poutrelle à sept travées (ELU)

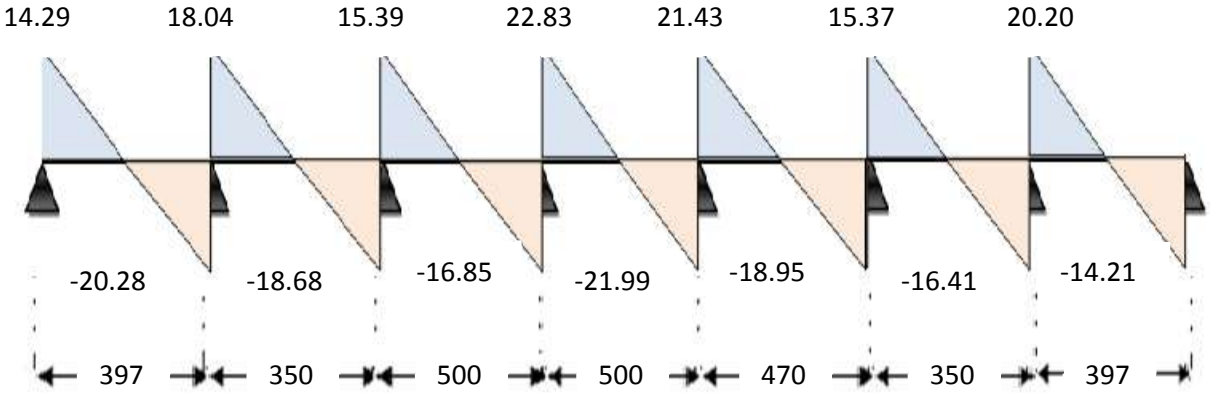


Figure 3-24 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à sept travées (ELU)

Tableau 3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELU)

TRAVEE	M_0(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te(kN)
A-B	15.174	11.06	-1.66	-12.46	14.29	-20.28
B-C	14.033	-3.06	-12.46	-14.29	18.04	-18.68
C-D	24.069	11.52	-14.29	-19.28	15.39	-16.85
D-E	24.069	10.17	-19.28	-17.03	22.83	-21.99
E-F	21.267	9.07	-17.03	-11.08	21.43	-18.95
F-G	11.794	3.19	-11.08	-12.18	15.37	-16.41
G-H	15.174	10.82	-12.18	-1.62	20.20	-14.12

- **calcul à l'ELS :**

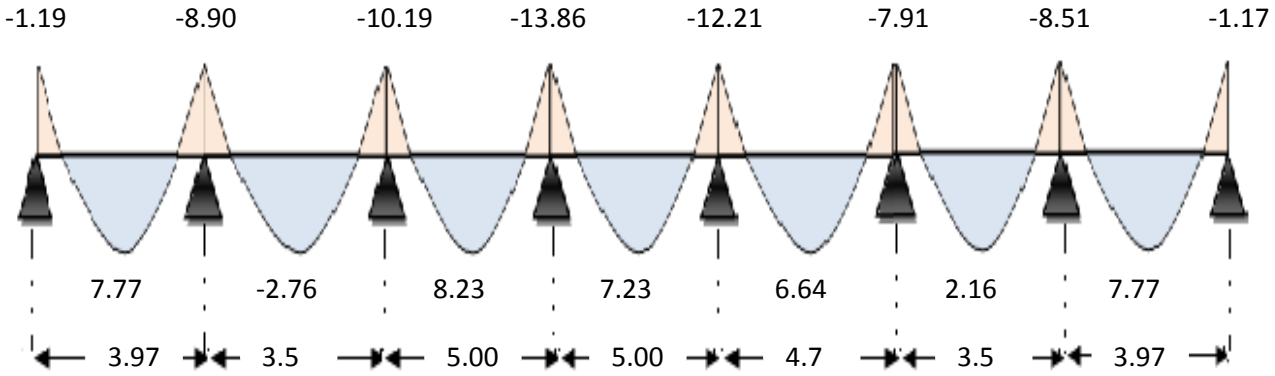


Figure 3-25 : Diagramme des moments dans la poutrelle à sept travées (ELS)

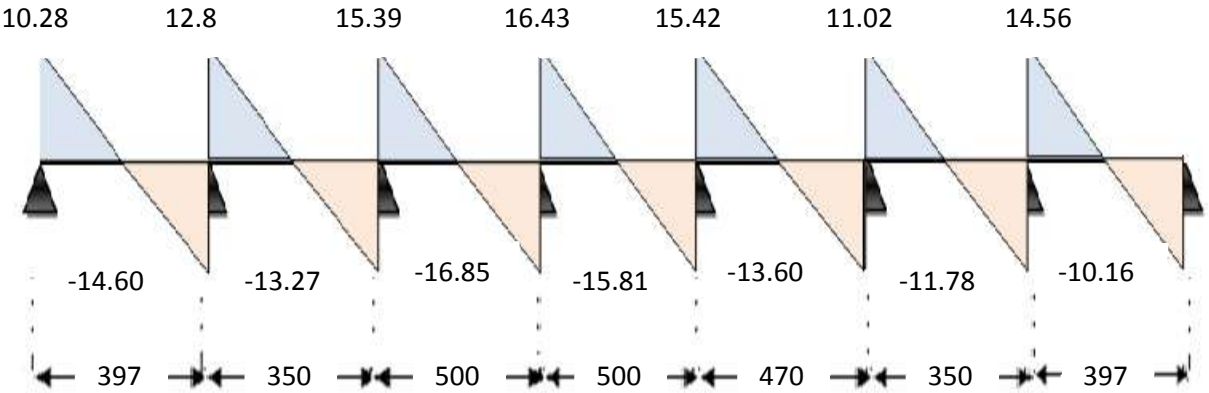


Figure 3-26 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à sept travées (ELS)

Tableau 3-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELS)

TRAVEE	M_0 (kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me (kN.m)	Tw(kN)	Te(kN)
A-B	10.88	7.77	-1.19	-8.90	10.28	-14.60
B-C	9.953	-2.76	-8.90	-10.09	12.80	-13.27
C-D	17.26	8.23	-10.19	-13.86	15.39	-16.85
D-E	17.26	7.23	-13.86	-12.21	16.43	-15.81
E-F	15.26	6.46	-12.21	-7.91	15.42	-13.60
F-G	8.46	2.16	-7.91	-8.75	11.02	-11.78
G-H	10.88	7.77	-8.75	-1.17	14.56	-10.16

III.2.2.Ferraillage de la poutrelle :

- **Plancher courant :**

A. L'ELU :

Le ferraillage se fera en considérant le moment maximal après correction.

-En travée : M_t^{max} =11.52KN .m

-Sur appui : M_a^{max} =19.28KN .m

1. Ferraillage longitudinal :

a) En travée :

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression.

$$M_0 = bh_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right)f_{bu} = 0{,}65 \times 0{,}04 \times \left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right) \times 14{,}17 \times 10^3 = 58{,}95KN.m$$

M_0=58,95KN.m

M_t^{max}=11.52 KN.m } ⟹ $M_0 > M_t^{max}$ donc l'axe neutre est dans la table de compression, la section en T sera calculée comme étant une section rectangulaire de :bxh=65x20(cm^2).

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.52}{0{,}65 \times 0{,}18^2 \times 14{,}17 \times 10^3} = 0.038$$

$$\mu_u < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0{,}025 \Rightarrow \beta = 0{,}981$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.52}{0{,}981x0{,}18x348x10^3} = 1.87cm^2$$

Soit :A_{st}=**3HA10= 2,36cm².**

b) Aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera notre calcul comme une section rectangulaire de (12x20) cm^2.

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.28}{0{,}12 \times 0{,}18^2 \times 14{,}17 \times 10^3} = 0{,}349$$

$$\mu_u = 0.349 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{SSC}$$

$$\mu_u = 0{,}349 \Rightarrow \beta = 0{,}776$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.28}{0,776x0,18x348x10^3} = 3.96cm^2$$

Soit **A_{sa}=1HA20+1HA14 = 4.27cm^2.**

2. Vérification à l'ELU :

a)Vérification de la condition de non fragilité:

- **Aux appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{fe} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26\ cm^2$$

$$A_{\min} = 0,26cm^2 < A_{sa} = 1.87cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 2.1 \times 18}{400} = 1.41cm^2$$

$$A_{\min} = 1,41cm^2 < A_{st} = 3.96cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b)Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{23.40 \times 10}{18 \times 12} = 1.083MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2\frac{f_{C28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = \left\{0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa\right\} = \min\{3.33; 5MPa\} = 3.33MPa.$$

$\tau_u = 1.083MPa < \overline{\tau_u} = 3.33MPa \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

C)Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**

1. Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : **T_u=14.29kN**(appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{14.29 \times 10^3}{0,9x120x180} = 0,73MPa \prec 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \text{.....Vérifiée}$$

2. Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 4.27cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{\gamma_s}} = 0{,}41cm^2 \text{.....} Vérifiée$$

- **Appuis intermédiaires**

1. Vérification de la contrainte de compression :

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0{,}9b_0 d} = \frac{23.40 \times 10^3}{0{,}9x120x180} = 1.20MPa \prec 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6{,}67MPa \text{.....} Vérifiée$$

2. Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 4.27cm^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}}{\sigma_s} = 0{,}033 \text{.....} Vérifiée$$

B. ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$.

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$, et $\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28}$ = 15MPa.

- **Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ *; b=65cm (travée) ;b_0=12cm(appuis) ; c=c'=2cm*

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si $y \prec h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

Si $y \succ h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15\left[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2\right] \end{cases}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3.11. Vérification de la contrainte de compression dans le béton

	M_{ser}(kN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	8.23	2,36	3.70	8438,733	3.60	vérifiée
Appui	13.86	4.27	4.61	14042,70	4.45	vérifiée

3. Vérification de la flèche

a) Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau 3-12 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 5.00 = 0.04 Mt/(15 M_o)=11.52/(15*24.069)=0.031	ρ=A/(b_o*d)=2.63/(12*18)=0.012 3.6/ f_e = 3.6 / 400 = 0.009
Condition vérifiée	Condition non vérifiée

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

b) Évaluation détaillée de la flèche :

L=5.00 m

5m ≤ 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$. $f \leq \frac{500}{500}$ =1.00 cm

$$I = \frac{b * h^3}{12} * \frac{\beta + (1-\beta) * [\alpha^4 - \beta * (1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha * (1-\beta)} = 15452.05\ cm^4$$

Tel que :

- β=bo/b=12/65=0.184

- α=ho/h= 4/20=0.2

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 5.525 * 10^3 * 5.00^4}{384 * 32164.2 * 10^6 * 15452.05 * 10^{-8}} = 0.0090\ m$$

$$f = 0.90\ cm < \bar{f} = 1\ cm \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

4. Ferraillage transversal :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe= 235 MPa). Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Suivant le **RPA99 ►► Art [7-5-2-2]◄◄**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\phi_l\right) \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \text{.....zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \min\left(\dfrac{h}{35}; \dfrac{b_0}{10}; \phi_l\right)$

ϕ_l **:** Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \min(5{,}71; 12; 10) = 5{,}71\,mm$**.** On adopte $\phi_t = 6\ mm \Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0{,}57\ cm^2$

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036\ cm \\ S_t \leq 5cm \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq 10cm \text{.....zone courante} \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0{,}036} = 15{,}83\ \text{cm}$$ on prend St= 15 cm

Tableau 3-13 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ6	20cm

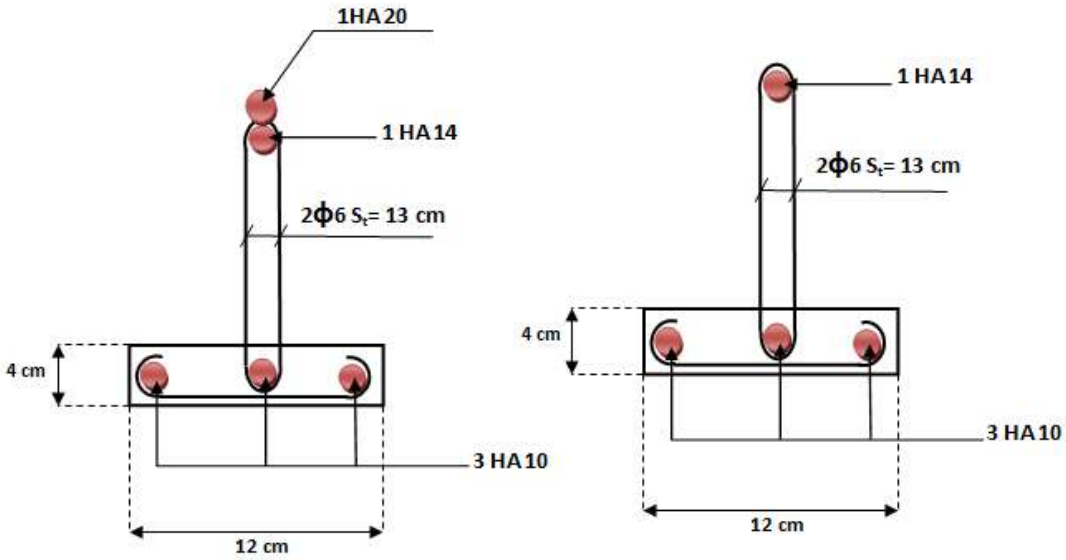


Figure 3-27 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3. les escaliers :

III.3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite interrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :**C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volée parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

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

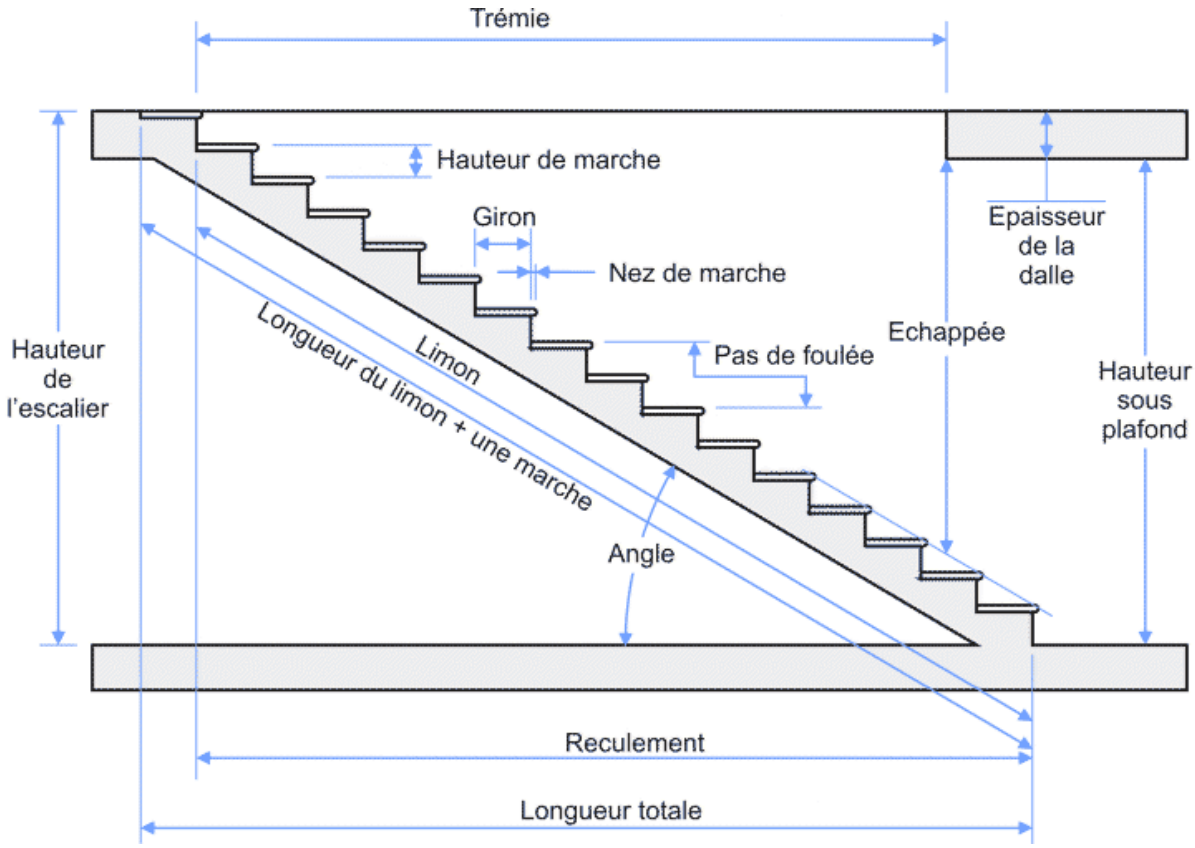


Figure 3-28 : Représentation d'un escalier

III.3.3.les types d'escaliers :

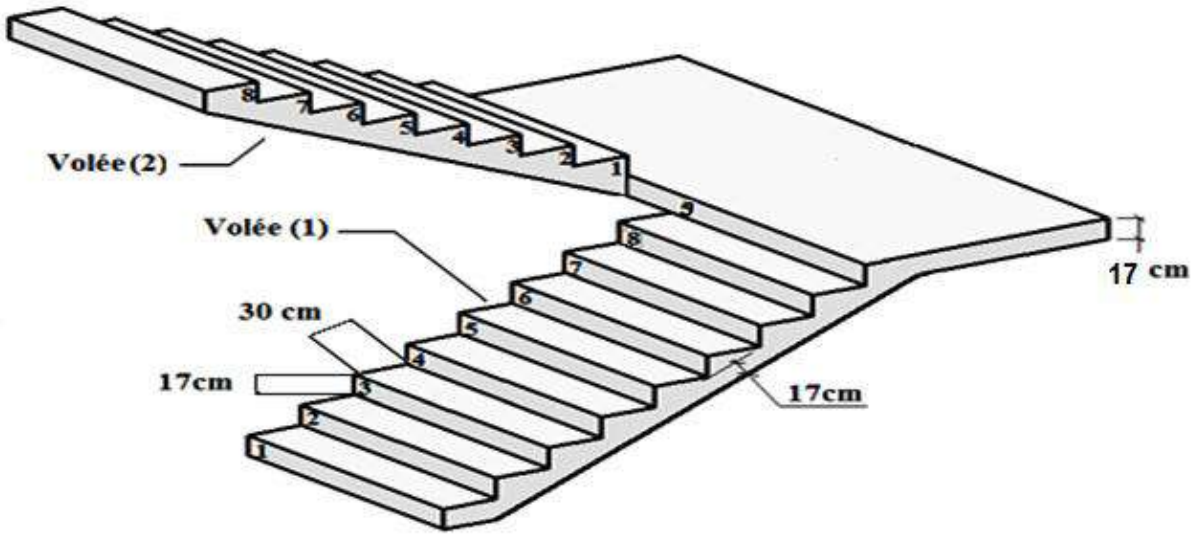


Figure 3-29 : escalier type 1 : deux volés

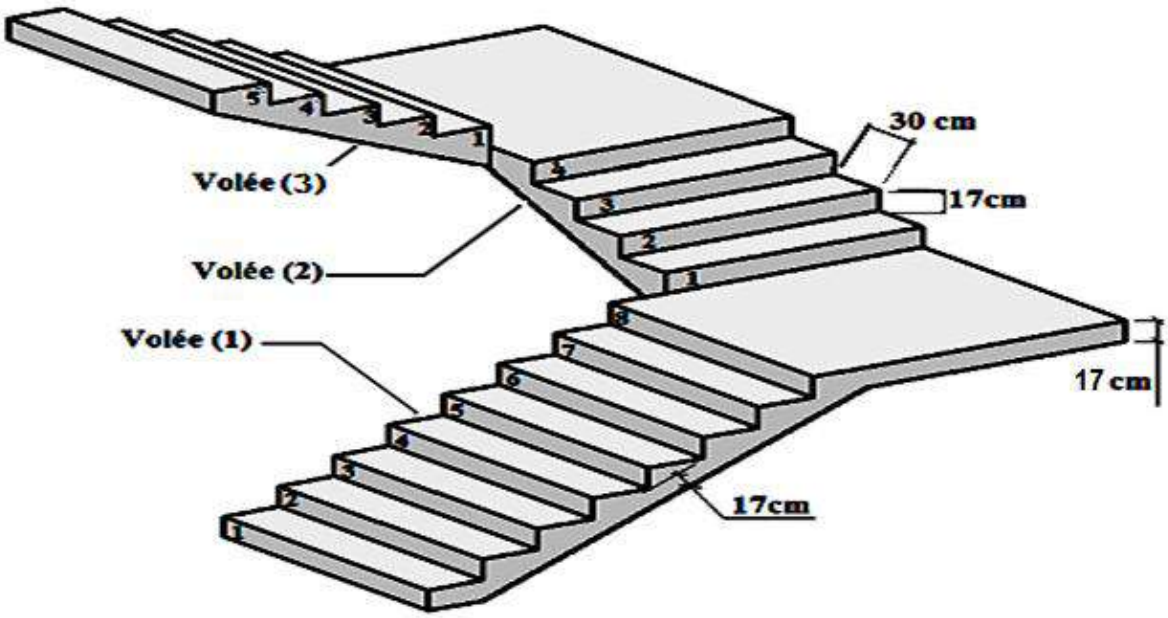


Figure 3-30 : escalier type 2 : trois volés

Le calcul de ces types d'escalier se résume par le calcul de la partie suivante car les que les autres parties se ressemblent :

III.3.a.Calcul d'escalier type 1 de RDC :

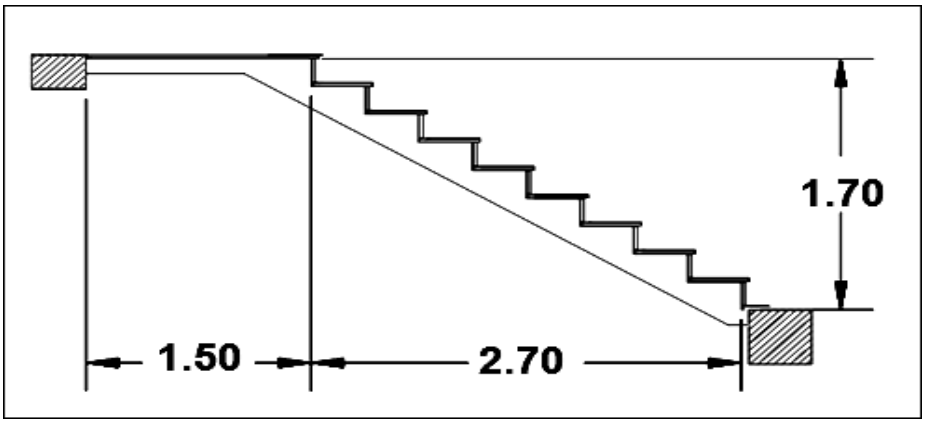


Figure 3-31 : escalier a une seule volé

III.3.a.1.Pré dimensionnement :

Les caractéristiques du premier type d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.70m ;
- largeur de la marche : g = 30cm ;
- nombre de contre marche correspondant =10 ;
- hauteur de la contre marche : h = 17cm.

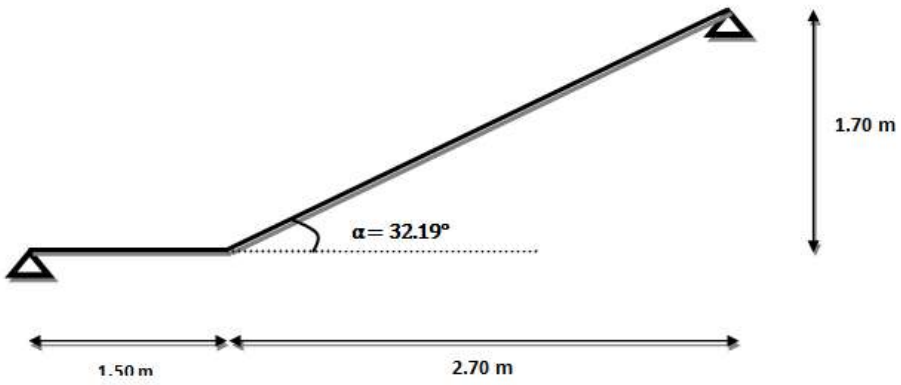


Figure 3-32 : Dimensions de l'escalier

Vérification de la formule de BLONDEL :

59cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 66cm. (Condition vérifiée) [7]

Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

tg α = H / L = 1.7/2.70 = 0.629

Donc : α =32.19°

$$L_0 = \sqrt{1.70^2 + 2.70^2} = 3.19m$$

l =1.50+3.19 = 4.69m

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

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 0.13 \le e \le 0.156$$ On adopte : e = **15**cm

III.3.a.2.Evaluation des charges et surcharges :

III.3.a.2.A. Charges permanentes :

Tableau 3-14 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				**5.49**

Tableau 3-15 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.52
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				**8.385**

III.3.a.2.B. Charge d'exploitation :

Q = 2.5 kN/m²

III.3.a.b. Détermination des efforts :

A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau 3-16 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)
Palier 1	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.385	2.5	13.485	10.885

III.3.a.b.1. A l'E.L.U :

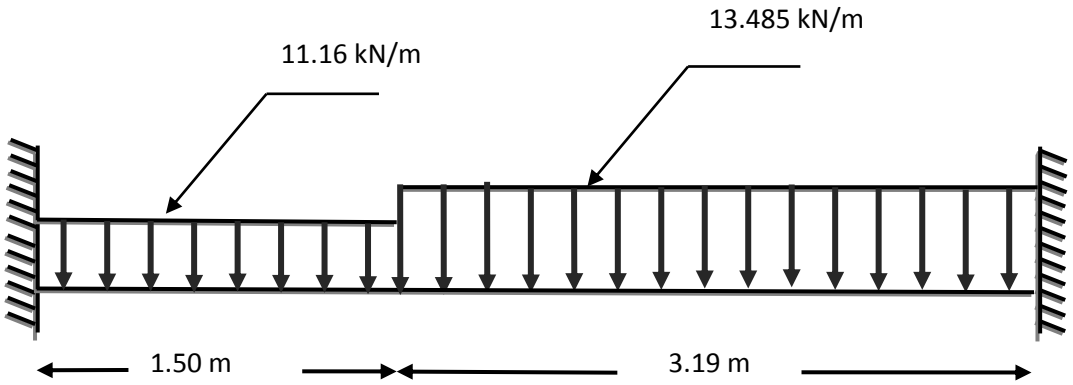


Figure 3-33 : Schéma statique à l'E.L.U

Tableau 3-17 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.U

	ELU		
	Ma u (kN.m)	Mt u (kN.m)	Tu (kN)
Sollicitation	14.21	24.16	27.68

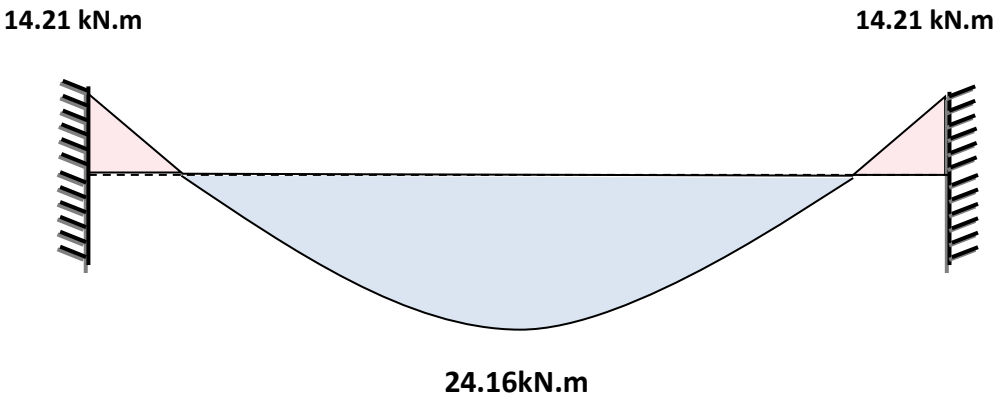


Figure 3-34 : Diagramme de moment l'E.L.U

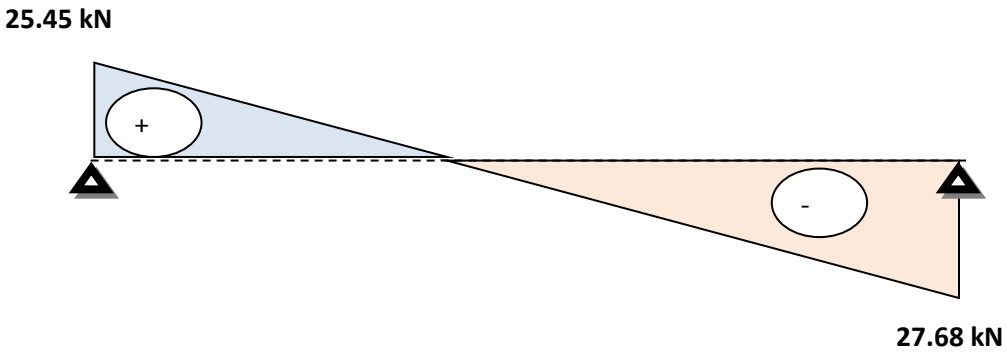


Figure 3-35 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U

III.3.a.b.2. A l'E.L.S :

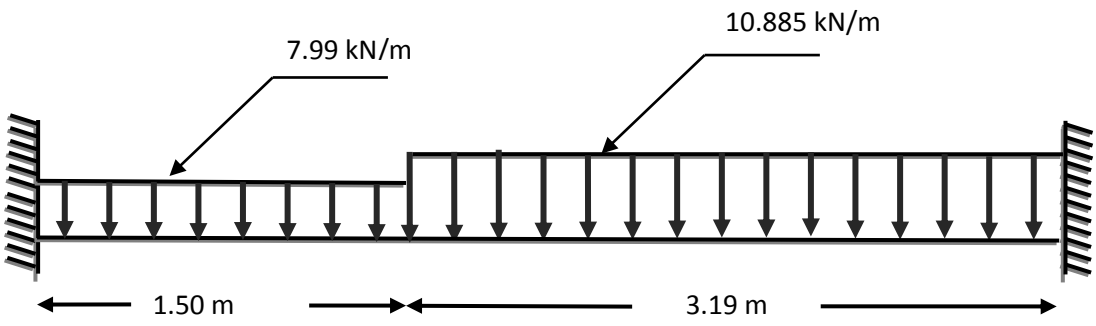


Figure 3-36 : Schéma statique à l'E.L.S

Tableau 3-18 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.S

	ELS	
	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
Sollicitation	9.32	15.85

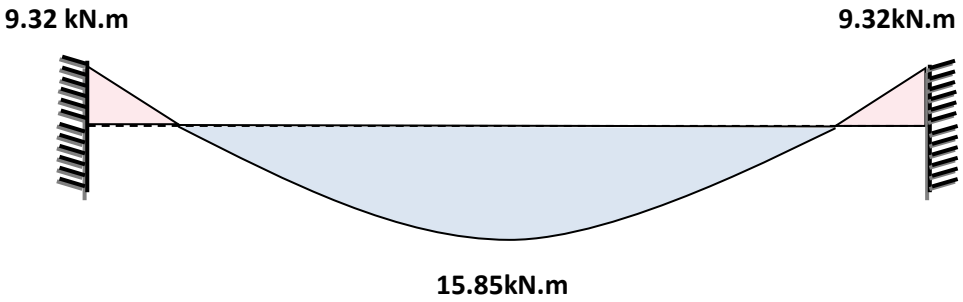


Figure 3-37 : Diagramme de moment l'E.L.S

III.3.a.b.3 Ferraillage des escaliers :

Tableau 3-19 : les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=13 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3- 20 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	24.16	0.086	0.95	5.21	0.00	5HA12=5.65
En appuis	14.21	0.051	0.973	2.99	0.00	3HA12=3.39

III.3.a.b.4. Condition de non fragilité : [1]

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

En travées : $A = 5.65\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (C.V)

En appuis : $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (C.V)

III.3.a.b.5. Les armatures de répartition : [1]

Tableau 3-21 : Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412$	**3 HA 8 = 1.60 cm²**
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84$	**3 HA 8 = 1.60cm²**

III.3.a.b.6 Vérification de l'espacement : [1]

Tableau 3-22 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=30cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=30cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm	St=30cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm

III.3.a.b.7. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{27.68 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.197\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.197\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \quad \text{(C.V)}$$

III.3.a.b.8. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

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

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

Tableau 3-23 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	5.65	3.39
M_{ser} (kN.m)	15.85	9.32
Y (cm)	$75y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.95$	$75y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.18$
I (cm⁴)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 10614.29$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 7025.04$
$\overline{\sigma}_b$ **(Mpa)**	**15**	
σ_b **(Mpa)**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ =5.89	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ =4.21
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

III.3.a.b.9. Vérification de la flèche : [1]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{432} = 0.034 \geq \frac{15.85}{20 \times 18.65} = 0.042 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{150 \times 13} = 0.0028 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c;v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

- Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93) :

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$ $\quad : \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{1000} \ldots\ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$

- pour les flèches dues aux charges instantanées:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

- ✓ $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $\mathrm{I}_{fi} = 1.1\frac{\mathrm{I}_0}{1+\lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{b.d}}$
- ✓ $\mu = Max\left[1-\frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}};0\right]$

- pour les flèches dues aux charges de longues durées:

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $\mathrm{I}_{fv} = 1.1\frac{\mathrm{I}_0}{1+\lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda i$

- Détermination de l'axe neutre:

$$\mathrm{Y_G} = \frac{\frac{\mathrm{b.h}^2}{2} + 15\mathrm{A.d}}{\mathrm{b.h} + 15} = 8.66\,\mathrm{cm}$$

- Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 37246.99cm^4$$

Tableau 3-24 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm^2)	M (kN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
5.65	15.85	0.0040	225.88	0.36	8.66	37246.99
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF <F_{adm}
14177.05	23332.39	7.64	13.39	5.75	9.38	Oui

III.3.a.4.Calcul de la poutre palière :

III.3.a.4.1.Pré dimensionnement :

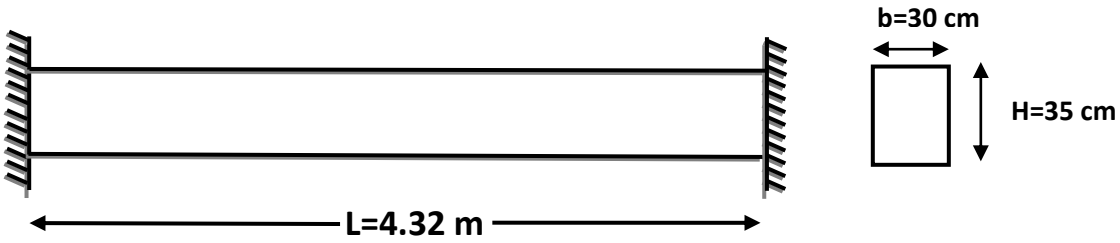


Figure 3-38 : Dimensionnement de la poutre palière

Tableau 3-25 : pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière		
Conditions de résistance	L_{max}= 4.32 m ⇒28.8 cm ≤ h ≤43.2cm ⇒ 10.5cm ≤ b ≤24.5cm	on adopte h = 35 cm on adopte b =30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm	h/b=1.16
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.081) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	
Conclusion	h = 35cm ; b = 30 cm	

III.3.a.4.2. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $p_p = (0.35 \times 0.3) \times 25$ ➔ $p_p = 2.625 KN/m$
- Réaction d'escalier :➔ $Ru = 27.68 KN$, $Rs = 22.08 KN$
- Poids du demi-mur➔ Pm= 0.25×0.5×3.40×14= 5.95 KN/m

P_u=1.35 (P_p+ P_m) +R_u➔**P_u=39.25 kN/m**

P_s = (P_p+ P_m+R_s) ➔**P_s = 30.65 kN/m**

III.3.a.4.3. Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

Tableau 3-26 : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(kN)	Ma(kN.m)	Mt(kN.m)
ELU	84.78	61.04	30.52
ELS	66.20	47.66	23.83

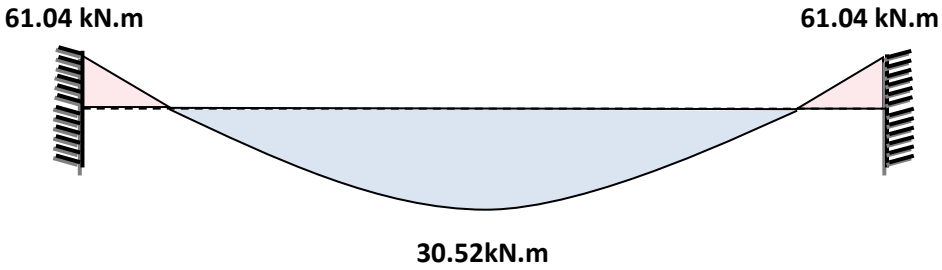


Figure 3-39 : Diagramme de moment l'E.L.U

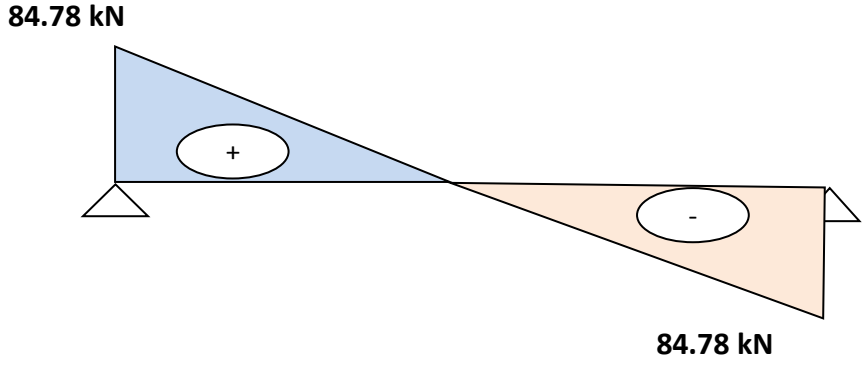


Figure 3-40 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U

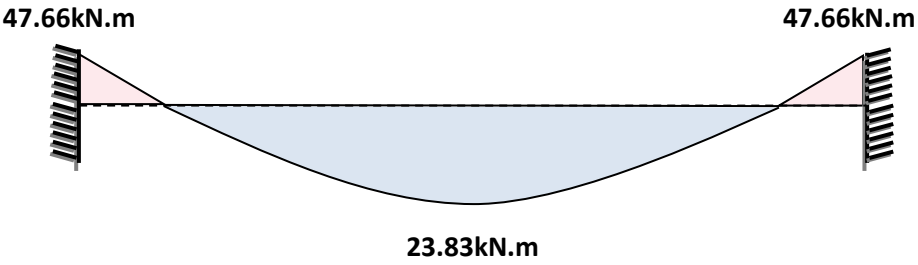


Figure 3-41 : Diagramme de moment à l'E.L.S

III.3.a.4.4. Ferraillage de la poutre palière :

Tableau 3-27 : les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 3 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 35cm	d=32 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-28 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	30.25	0.069	0.964	2.817	0.00	**3HA12=3.39**
En appuis	61.04	0.139	0.924	5.932	0.00	**3HA12+2HA14=6.47**

III.3.a.4.4.a. Condition de non fragilité : [1]

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

En travées : $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{35 \times 30}{1000} = 1.05\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 6..47\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{35 \times 30}{1000} = 1.05\,cm^2$ (c.v)

III.3.a.4.5. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{84.78\times10^3}{300\times320} = 0.883\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa;\ 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.883\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad (C.V)$$

III.3.a.4.6.Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]

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

$$a = Min\left[b-c-2;\ 0.9d\right] = Min\left[25\,cm;\ 28.8\,cm\right] = 25\,cm$$

$$V_u = 84.78KN \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right)\times300\times250 = 500\ KN \text{ .....(C.V)}$$

III.3.a.4.7. Vérification au voisinage de l'appui: [1]

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

$$\frac{2\times84.78\times10^3}{300\times250} = 2.26 < 0.8\times\frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ .....(C.V)}$$

$$A = 6.47\,cm^2 \ge \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times84.78\times10^3}{400} = 2.43cm^2 \text{ .....(C.V)}$$

III.3.a.4.8. Armatures transversales: [1]

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 1cm;\ \varphi_l = 12\,mm;\ \frac{b_0}{10} = 3cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 10\,mm$$

$$\varphi_t = 8\,mm$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\,cm^2$$

Donc on adoptera: $A_t = 2\ Ø\ 8 = 1\ cm^2$.

III.3.a.4.8.a. Vérification du R.P.A 99: [2]

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

$$S_t \le \overline{S_t} = Min\left[\frac{h}{4} = 8.75\,cm\,;12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S_t} = 8.75\,cm & (zone\,nodale)\\ \overline{S_t} = 15\,cm & (zone\,courante)\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases}S_t = 5\,cm & (zone\,nodale)\\ S_t = 15cm & (zone\,courante)\end{cases}$

On a A_t= 1 cm².

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.35\,cm^2$$

$$S_t < \overline{S_t}$$

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra A_t = 4 T 8 = 2 cm².

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

- $$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$ **[1]**

avec k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{300\times50} = 0.013 \ge \frac{1.15(0.883 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0039$ ...(C.V)

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{300\times150} = 0.004 \ge \frac{1.15(0.883 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0039$ ...(C.V)

- $$A_t \ge A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$$ **[1]**

Zone nodale: $A_t = 2\,cm^2 \ge A_{min} = \frac{0.4\times300\times50}{400} = 0.15cm^2$ ...(C.V)

Zone courante: $A_t = 2\,cm^2 \ge A_{min} = \frac{0.4\times300\times150}{400} = 0.45\,cm^2$ ....(C.V)

III.3.a.4.9. Vérification à l'E.L.S : [1]

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

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

Tableau 3-29 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	**3.39**	**6.47**
M_{ser} (kN.m)	23.83	47.66
Y (cm)	$12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 9.98$	$12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 12.39$
I (cm⁴)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 52755.13$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 73572.91$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	**15**	
σ_b (mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ **=4.50**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ **=8.02**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

III.3.a.4.10. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites

Tableau 3-30 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(10 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.35 / 4.32 = 0.081 Mt/(10 Mo)=23.83/(10*71.50)=0.033	ρ=A/(bo*d)=3.39/(30*32)=0.0047 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
C.V	**C.V**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

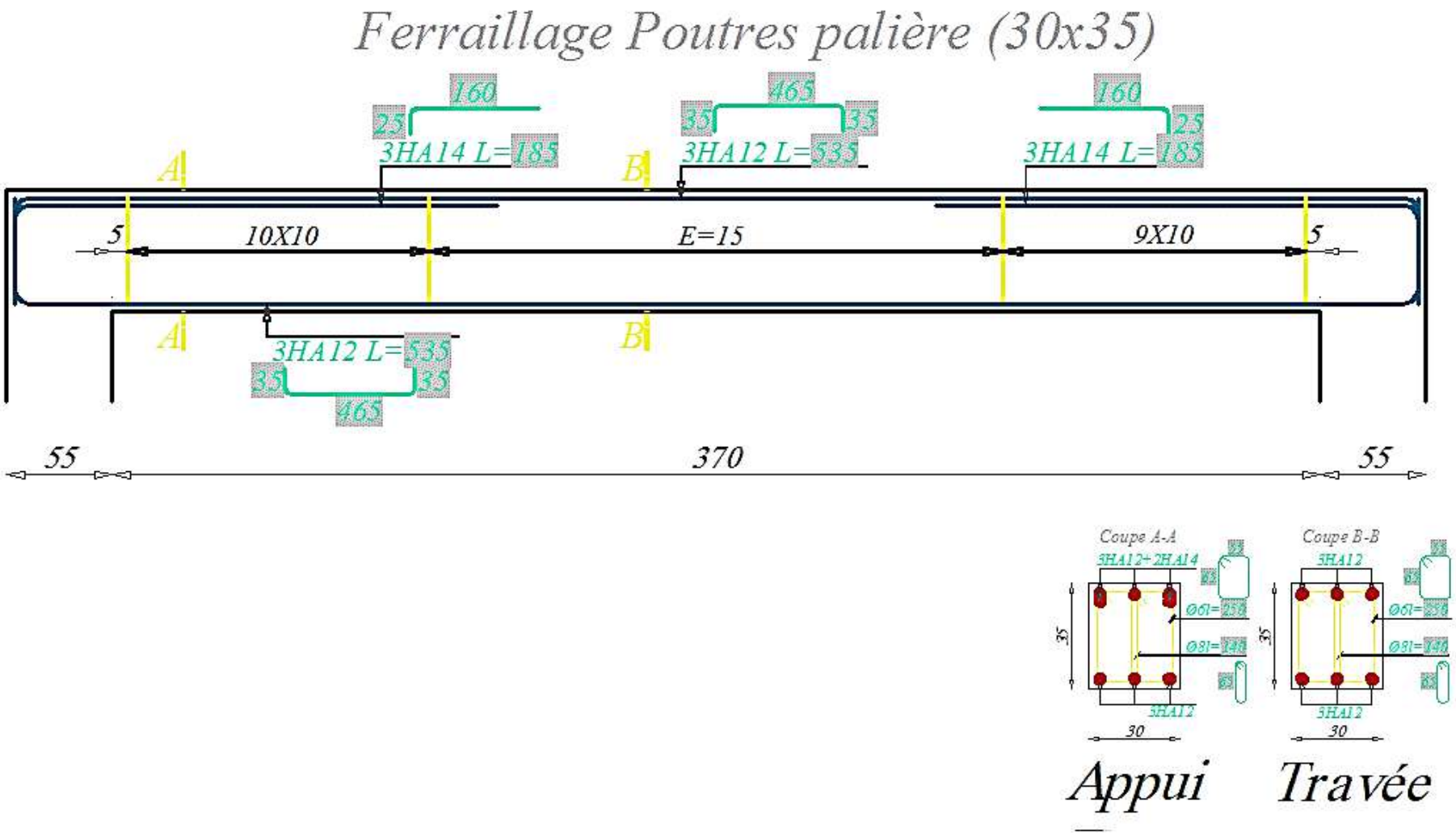


Figure 3-42 : ferraillage de la poutre palière

III.3.b.Calcul d'escalier type 1 de 1er étage :

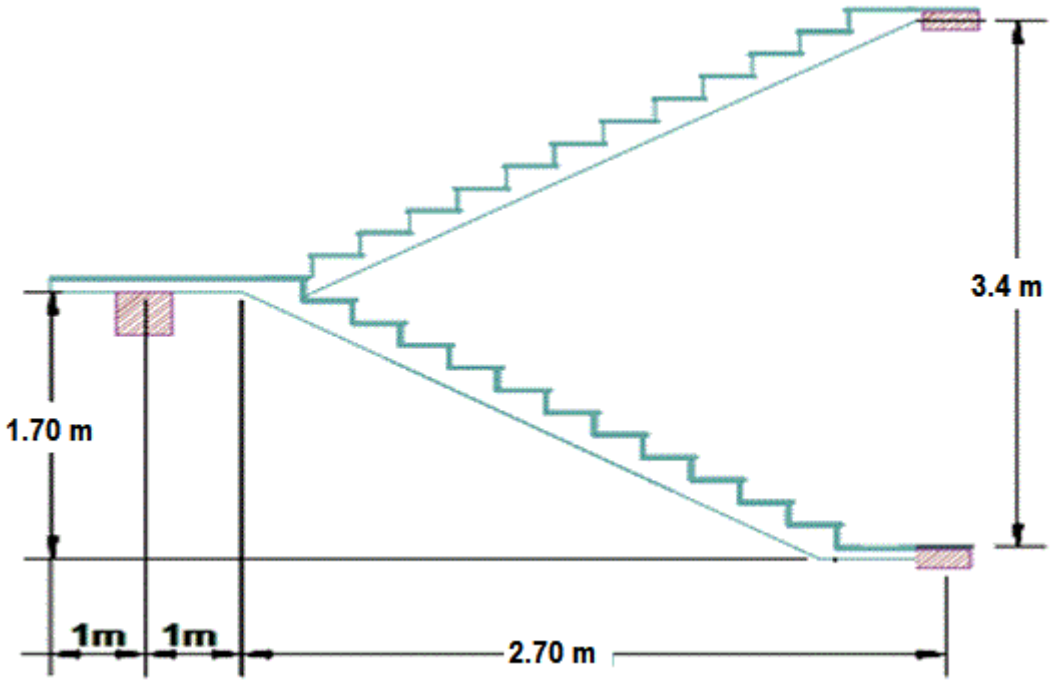


Figure 3-43 : escalier a une seule volée

III.3.b.1. Pré dimensionnement :

Les caractéristiques du premier type d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.70m ;
- largeur de la marche : g = 30cm ;
- nombre de contre marche correspondant =10 ;
- hauteur de la contre marche : h = 17cm.

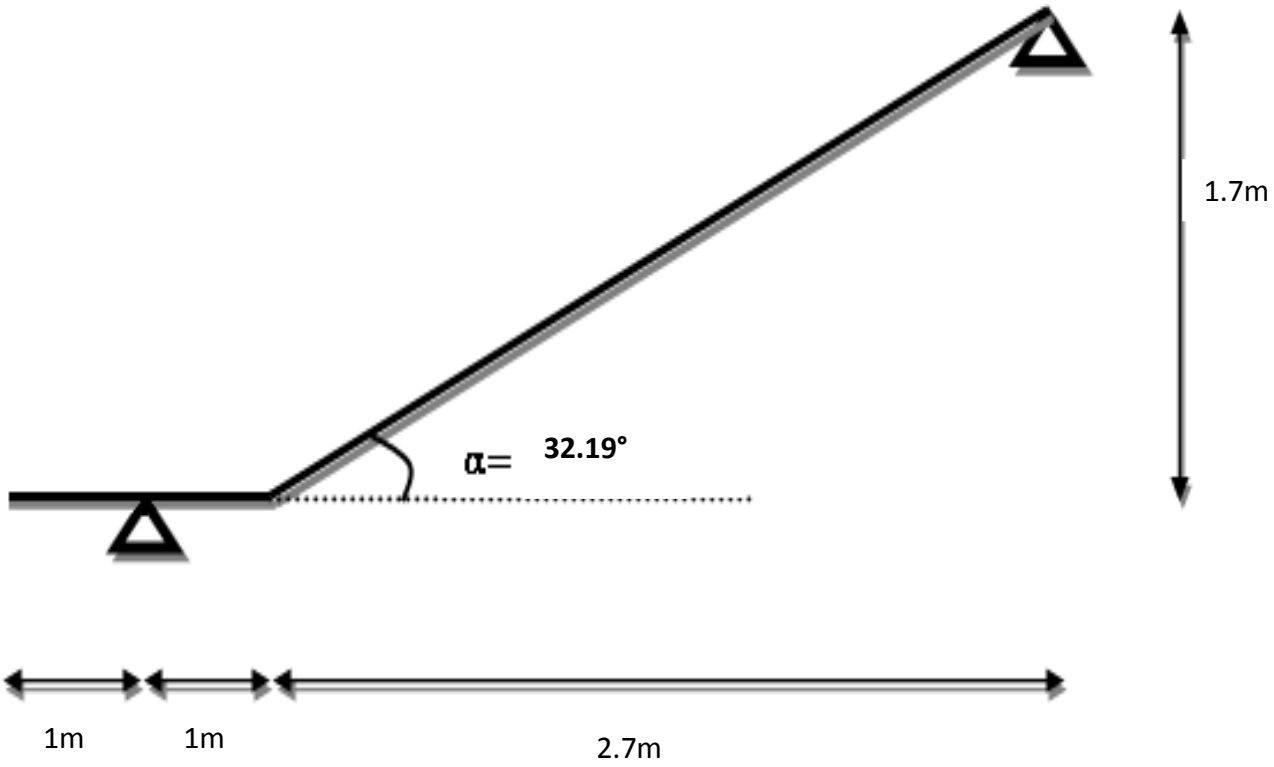


Figure 3-44 : Dimensions de l'escalier

- **Vérification de la formule de BLONDEL :**

59cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 66cm. (Condition vérifiée) [7]

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

tg α = H / L = 1.7/2.70 = 0.629

Donc : α =32.19°

$$L_0 = \sqrt{1.70^2 + 2.70^2} = 3.19m$$

l =1.50+3.19 = 4.69m

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

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 0.13 \le e \le 0.156$$ On adopte : e = **15**cm

III.3.b.2.Evaluation des charges et surcharges :

III.3.b.2.A. Charges permanentes :

Tableau 3-31 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				**5.49**

Tableau 3-32 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^2)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.52
5	Poids desmarches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				**8.385**

III.3.b.2.B. Charge d'exploitation :

$Q = 2.5\ kN/m^2$

III.3.b.2.C. Détermination des efforts :

A l'E.L.U: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

A l'E.L.S: $P_{ser} = G + Q$

Tableau 3-33 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)
Palier 1	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.385	2.5	13.485	10.885

III.3.b.2.C.1. A l'E.L.U :

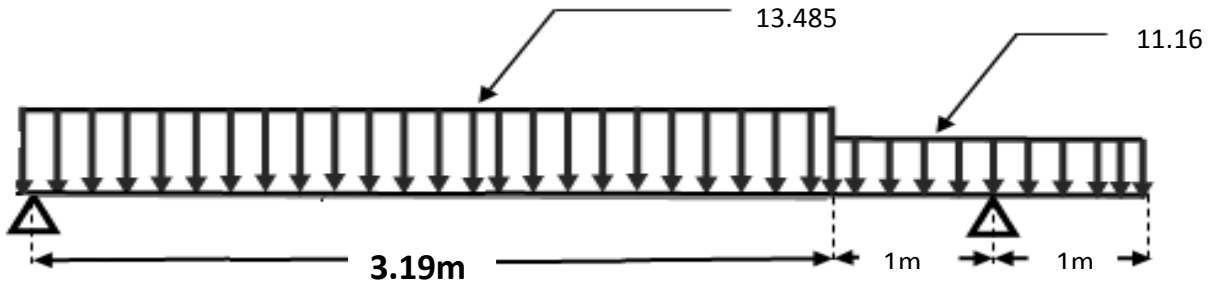


Figure 3-45 : Schéma statique à l'E.L.U

Tableau 3-34 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .2. E.L.U

	ELU		
	Ma u (kN.m)	Mt u (kN.m)	Tu (kN)
Sollicitation	9.91	16.83	24.44

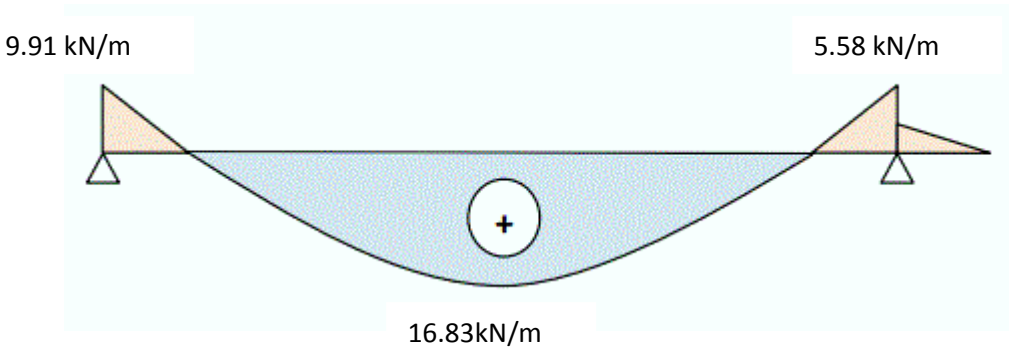


Figure 3-46 : Diagramme de moment l'E.L.U

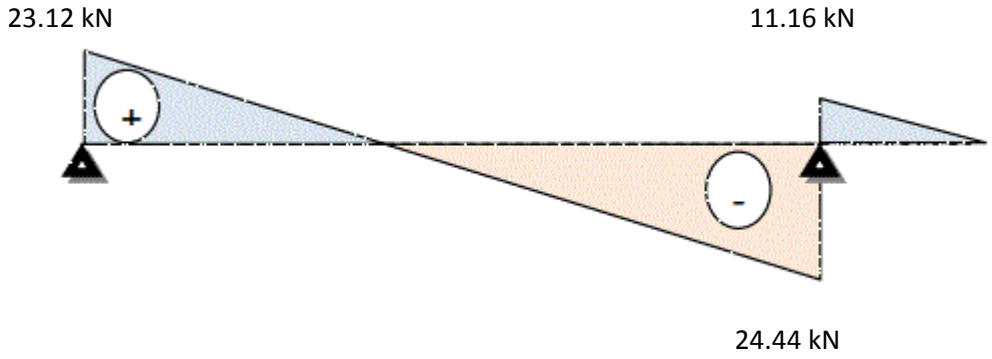


Figure 3-47 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U

III.3.b.2.C. A l'E.L.S :

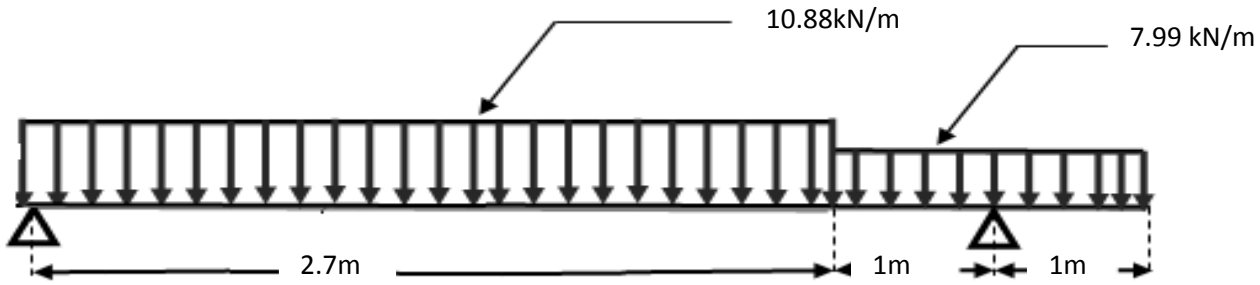


Figure 3-48: Schéma statique à l'E.L.S

Tableau 3-35 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.S

	ELS	
	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
Sollicitation	8.01	13.08

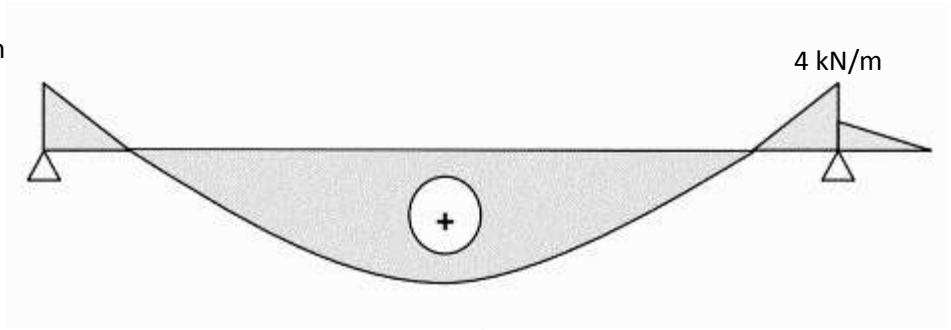


Figure 3-50 : Diagramme de moment l'E.L.S

III.3.b.3 Ferraillage des escaliers :

Tableau 3-36 *:* les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=13 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-37 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	16.83	0.046	0.976	3.8	0.00	6HA12=4.52
En appuis	9.91	0.027	0.987	2.21	0.00	3HA12=2.26

III.3.b.4. Condition de non fragilité : [1]

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

En travées : $A = 4.52\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 2.21\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c.v)

III.3.b.5. Les armatures de répartition : [1]

Tableau 3-38 : Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4}=\frac{3.8}{4}=0.95$	**2 HA 8 = 1.01 cm²**
En appuis	$\frac{A}{4}=\frac{2.21}{4}=0.55$	**2 HA 8 = 1.01cm²**

III.3.b.6 Vérification de l'espacement : [1]

Tableau 3-39 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=30cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=30cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm	St=30cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm

III.3.b.7. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u=\frac{V_u}{b_0.d}=\frac{24.44\times10^3}{1000\times130}=0.188\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u=Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b}=3.33MPa;5MPa\right]=3.33\,MPa$$

$$\tau_u=0.188MPa<\overline{\tau}_u=3.33\,MPa \quad (c.v)$$

III.3.b.8. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

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

$$\overline{\sigma}_b=0.6.\,f_{c28}=0.6\times25=15\,MPa$$

Tableau 3-40: Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	4.52	2.26
M_{ser} (kN.m)	13.08	8.01
Y (cm)	$75y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=3.01$	$75y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=2.21$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=8129.99$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=4486.47$
$\overline{\sigma}_b$ **(Mpa)**	**15**	
σ_b **(Mpa)**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ =4.84	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ =3.94
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

III.3.b.9. Vérification de la flèche : [1]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{432} = 0.034 \geq \frac{13.08}{20 \times 15.38} = 0.042 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{150 \times 13} = 0.0023 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c;v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

Tableau 3-41: Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm^2)	M (kN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y_G (cm)	I_0 (cm^4)
4.52	13.08	0.0023	226.68	0.878	7.83	30235.95
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**Fi (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**ΔF <F_{adm}**
18460.97	25187.65	1.035	2.27	1.241	9.4	oui

III.3.b.4.Calcul de la poutre palière :

III.3.b.4.1.Pré dimensionnement :

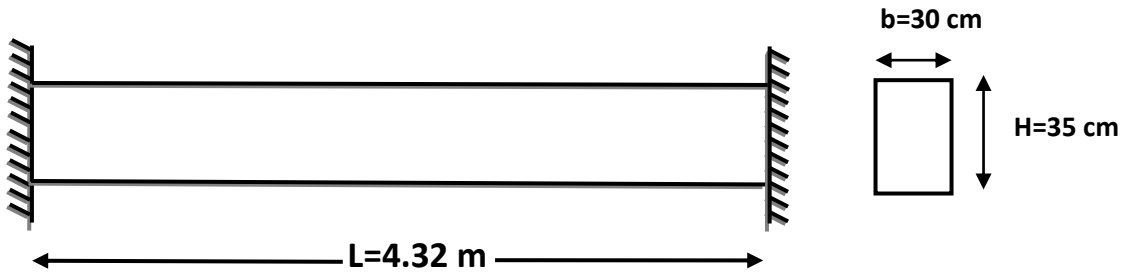


Figure 3-51 : Dimensionnement de la poutre palière

Tableau 3-42 : pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 4.32 m ⇒28.8 cm ≤ h ≤43.2cm on adopte h = 35 cm ⇒ 10.5cm ≤ b ≤24.5cm on adopte b =30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.081) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30 cm

III.3.b.4.2. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $p_p = (0.35 \times 0.3) \times 25$ ➔ $p_p = 2.625 KN/m$
- Réaction d'escalier :➔ $Ru = 24.44 KN$, $Rs = 18.87 KN$
- Poids du demi mur➔ Pm= 0.25×0.5×3.40×14= 5.95 kN/m

P_u=1.35 (P_p+ P_m) +R_u➔**P_u=36.01 kN/m**

P_s = (P_p+ P_m+R_s) ➔**P_s = 27.44 kN/m**

III.3.4.3. Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

Tableau 3-43 : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(kN)	Ma(kN.m)	Mt(kN.m)
ELU	77.78	56.01	28.01
ELS	59.27	42.67	28.01

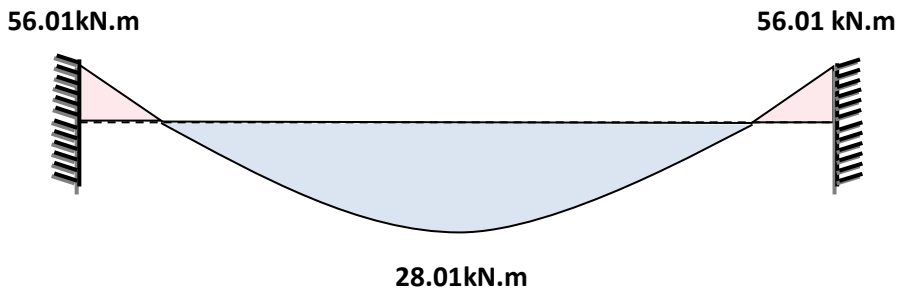


Figure 3-52 : Diagramme de moment l'E.L.U

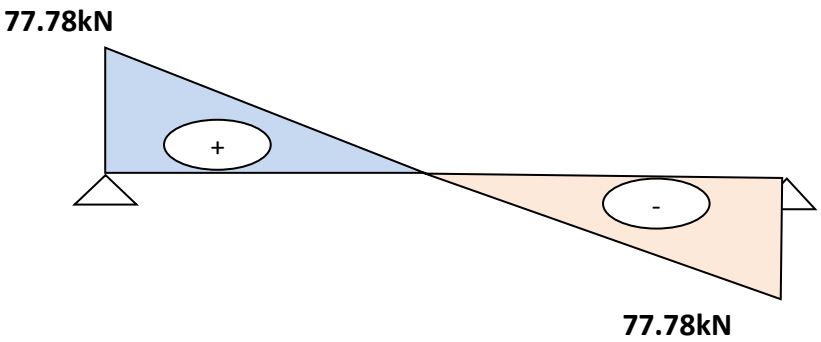


Figure 3-53 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U

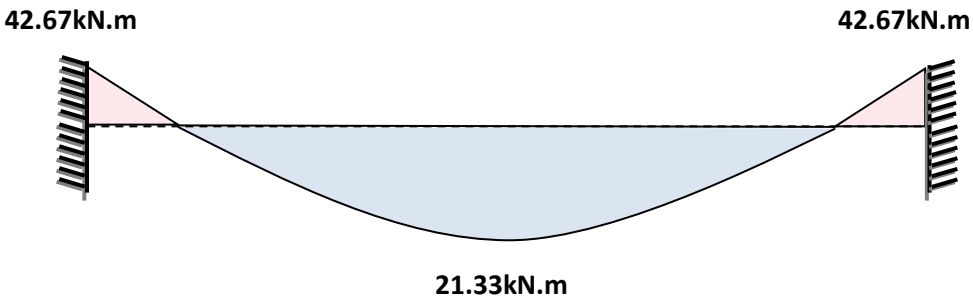


Figure 3-54 **:** Diagramme de moment à l'E.L.S

III.3.b.4.4. Ferraillage de la poutre palière :

Tableau 3-44 : les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 3 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 35cm	d=32 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-45 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	28.01	0.064	0.967	2.61	0.00	**3HA12=3.39**
En appuis	56.01	0. 082	0.931	5.402	0.00	**3HA12+2HA14=6.47**

+

III.3.b.4.4.a. Condition de non fragilité : [1]

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

En travées : $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{35 \times 30}{1000} = 1.05\,cm^2$ (C.V)

En appuis : $A = 6.47\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{35 \times 30}{1000} = 1.05\,cm^2$ (C.V)

III.3.b.4.5. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{77.78 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.801\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.801\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad (C.V)$$

III.3.b.4.6.Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]

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

$$a = Min\left[b - c - 2; 0.9d\right] = Min\left[25\,cm; 28.8\,cm\right] = 25\,cm$$

$$V_u = 77.78KN \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right)\times 300\times 250 = 500\ KN \text{ ..... (C.V)}$$

III.3.b.4.7. Vérification au voisinage de l'appui: [1]

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

$$\frac{2\times 77.78\times 10^3}{300\times 250} = 2.07 < 0.8\times\frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ .....(C.V)}$$

$$A = 6.47\ cm^2 \ge \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times 77.78\times 10^3}{400} = 2.23cm^2 \text{ ..... (C.V)}$$

III.3.b.4.8. Armatures transversales: [1]

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 1cm;\ \varphi_l = 16\ mm; \frac{b_0}{10} = 3cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\ mm < 10\ mm$$

$$\varphi_t = 8\ mm$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\ cm^2$$

Donc on adoptera: $A_t = 2\ Ø\ 8 = 1\ cm^2$.

III.3.b.4.8.a. Vérification du R.P.A 99: [2]

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

$$S_t \le \overline{S_t} = Min\left[\frac{h}{4} = 8.75\ cm;\ 12\varphi_t = 9.6\ cm\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S_t} = 8.75\ cm & (\text{zone nodale})\\ \overline{S_t} = 15\ cm & (\text{zone courante})\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases}S_t = 5\ cm & (\text{zone nodale})\\ S_t = 15cm & (\text{zone courante})\end{cases}$

On a A_t= 1 cm².

$$S_t = 5\ cm \Rightarrow A_t = 1cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\ cm^2$$

$$S_t = 15\ cm \Rightarrow A_t = 1cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.35\ cm^2$$

$$S_t < \overline{S}_t$$

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra A_t = 4 T 8 = 2 cm².

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

- $$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$ **[1]**

avec k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{300\times50} = 0.013 \geq \frac{1.15(0.883 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0039$ ...(C.V)

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{300\times150} = 0.004 \geq \frac{1.15(0.883 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0039$ ...(C.V)

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

Zone nodale: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times50}{400} = 0.15 cm^2$ ...(C.V)

Zone courante: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times150}{400} = 0.45\,cm^2$ ....(C.V)

III.3.b.4.9. Vérification à l'E.L.S : [1]

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

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,MPa$

Tableau 3-46 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	**3.39**	**6.47**
M_{ser} (kN.m)	21.33	42.67
Y (cm)	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=9.25$	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=12.12$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=32291.72$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=54321.41$
$\overline{\sigma}_b$ **(MPa)**	**15**	
σ_b **(MPa)**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ **=6.11**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ **=9.51**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**C.V**	**C.V**

III.3.b.4.10. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites

Tableau 3-47 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(10 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.35 / 4.32 = 0.081 Mt/(10 Mo)=21.33/(10*71.50)=0.030	ρ=A/(bo*d)=4.52/(30*32)=0.0047 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

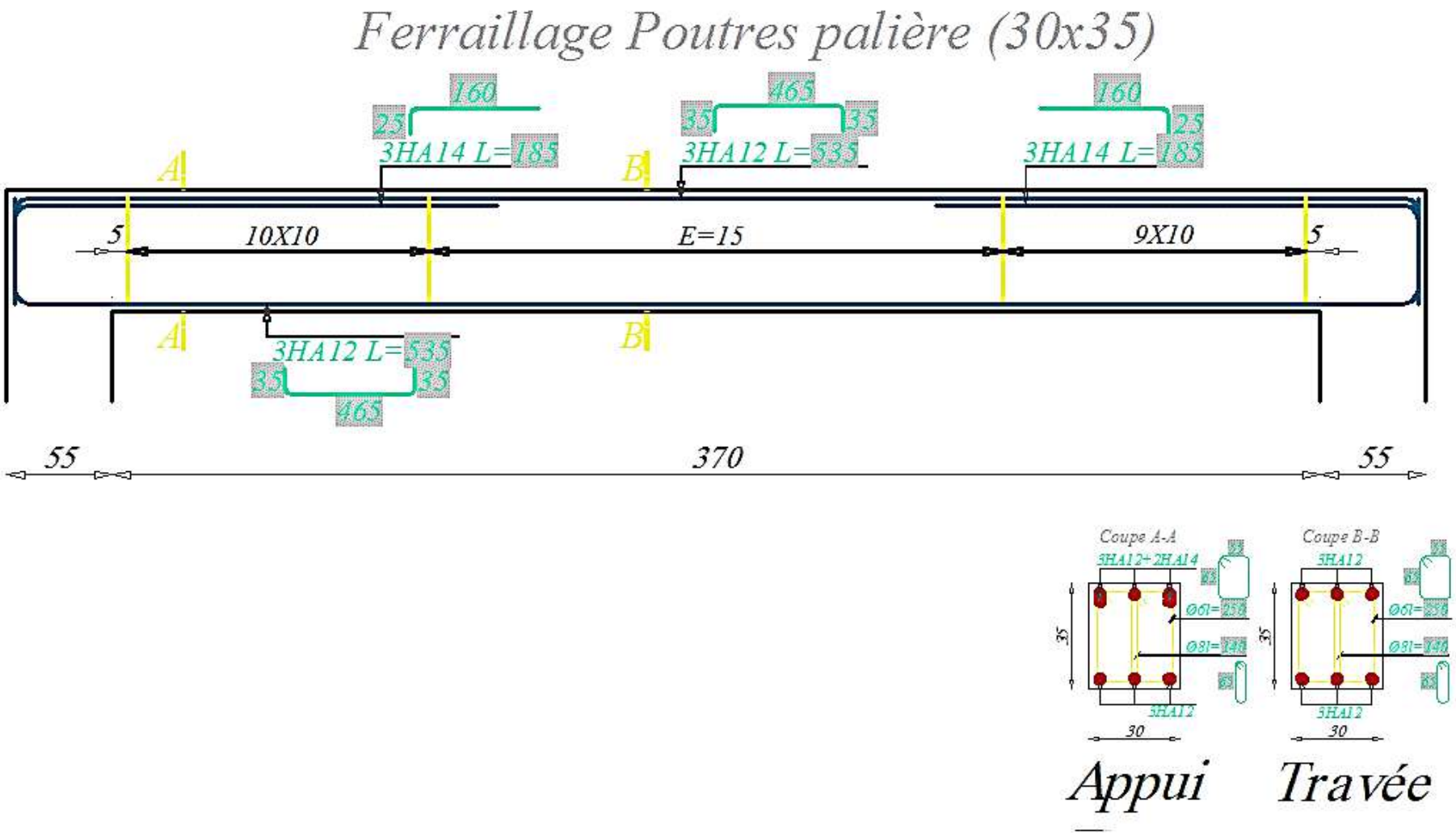


Figure 3-55 : ferraillage de la poutre palière

III.3.c.Calcul d'escalier type 2 :

En fait le calcul pour le plus longue de la voie.

III.3.c.1. Pré-dimensionnement :

Les caractéristiques du premier type d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.53m
- largeur de la marche : g = 30cm
- nombre de contre marche correspondant =9
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

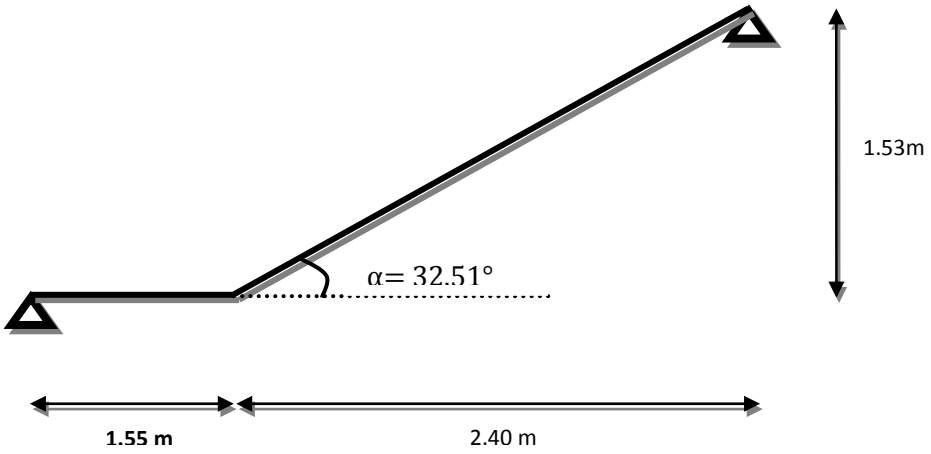


Figure 3-56 : Dimensions de l'escalier

- **Vérification de la formule de BLONDEL :**

59cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 66cm. (C.V) [7]

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

tg α = H / L = 1.53/2.40 = 0.637

Donc : α =32.51°

$$L_0 = \sqrt{1.53^2 + 2.40^2} = 2.85m$$

l =1.55+2.85+0.89 = 5.29m

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

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 0.151 \le e \le 0.176$ On adopte : e = **17**cm

III.3.c.2.Evaluation des charges et surcharges :

III.3.c.2.A. Charges permanentes :

Tableau 3-48 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m²)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				**5.49**

Tableau 3-49 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m²)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.52
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				**8.385**

III.3.c.2.B. Charge d'exploitation :

Q = 2.5 kN/m2

III.3.c.3. Détermination des efforts :

Al'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau 3-50 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)
Palier 1	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.385	2.5	15.06	10.88

III.3.c.3.A. A l'E.L.U :

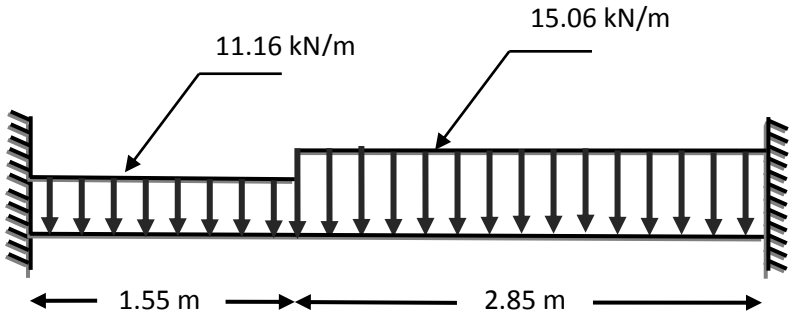


Figure 3-57 : Schéma statique à l'E.L.U

Tableau 3 -51 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.U

	ELU		
	Ma u (kN.m)	Mt u (kN.m)	Tu (kN)
Sollicitation	20.48	34.82	32.33

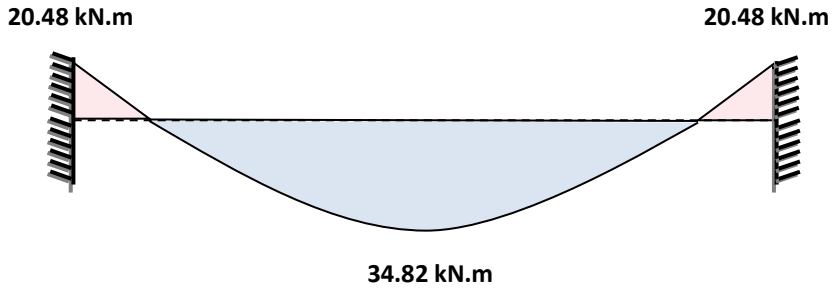


Figure 3-58 : Diagramme de moment l'E.L.U

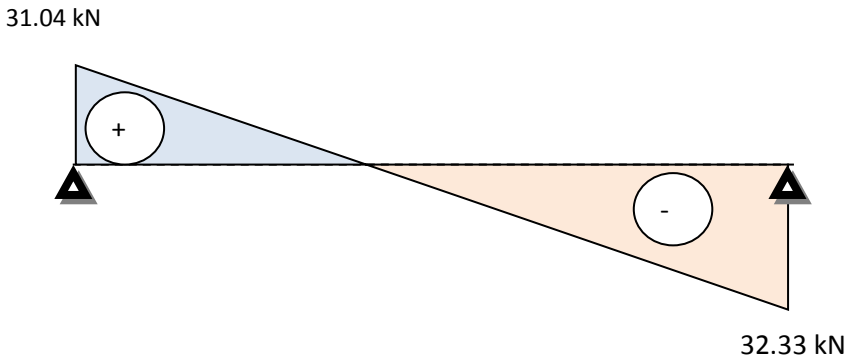


Figure 3-59 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U

III.3.c.3.B. A l'E.L.S :

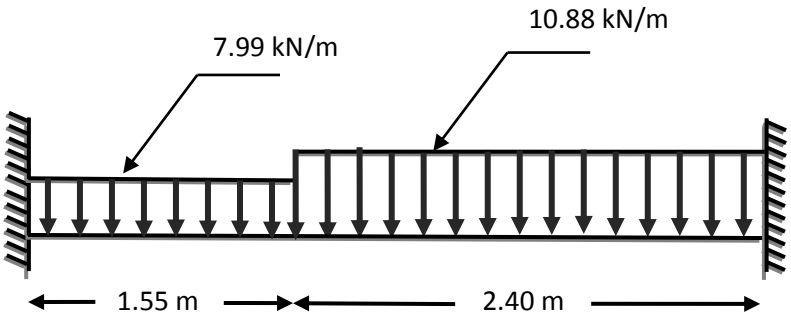


Figure 3-60 : Schéma statique à l'E.L.S

Tableau 3-52 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.S

	ELS	
	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
Sollicitation	19.58	33.28

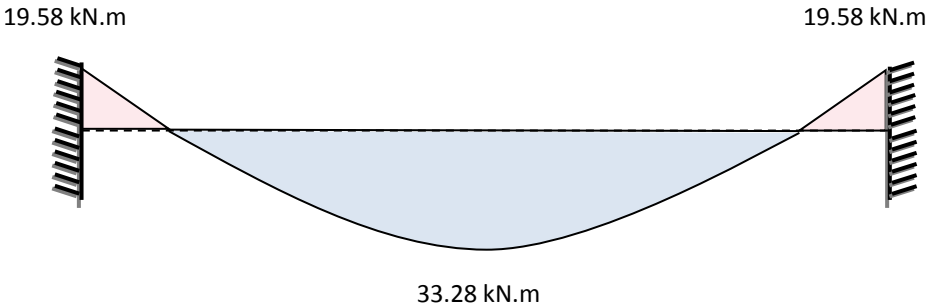


Figure 3- 61 : Diagramme de moment l'E.L.S

III.3.c.4 Ferraillage des escaliers :

Tableau 3-53: les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 18cm	d=16 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-54 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	34.82	0.096	0.949	6.59	0.00	6HA12=6.78
En appuis	20.48	0.056	0.971	3.79	0.00	4HA12=4.52

III.3.c.4.A. Condition de non fragilité : [1]

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

En travées : $A = 6.78\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.80\,cm^2$ (C.V)

En appuis : $A = 4.52\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.80\,cm^2$ (C.V)

III.3.c.4.B. Les armatures de répartition : [1]

Tableau 3-55 : Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	**on adopte**
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695$	**3 HA 10 = 2.35 cm²**
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$	**3 HA 8 = 1.50cm²**

III.3.c.4.C. Vérification de l'espacement : [1]

Tableau 3-56 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=30cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=30cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm	St=30cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm

III.3.c.4.D. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{32.33\times10^3}{1000\times160} = 0.202\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.202MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad \text{(C.V)}$$

III.3.c.4.E. Vérification à l'E.L.S : [1]

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

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\,f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,MPa$$

Tableau 3-57 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	6.78	4.52
M_{ser} (kN.m)	33.28	19.58
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=4.77$	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=4.02$
I (cm⁴)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=16443.39$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=118963.17$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	**15**	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ =9.65	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ =0.66
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

III.3.c.4.F. Vérification de la flèche : [1]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{18}{529} = 0.034 \geq \frac{33.28}{20 \times 39.16} = 0.042 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 16} = 0.0042 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c;v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

Tableau 3-58 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M (kN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm⁴)
6.78	33.28	0.0030	225.88	0.23	9.04	44372.35
I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF <F_{adm}
42040.98	44139.61	0.07	0.2	0.13	10.58	oui

III.3.c.5.Calcul de la poutre palière :

III.3.c.5.1.Pré dimensionnement :

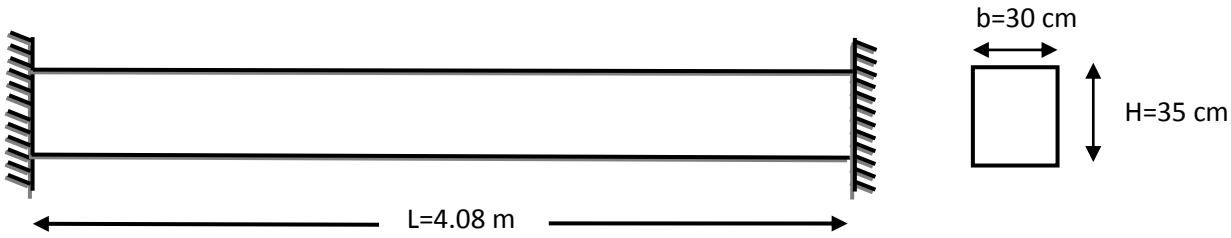


Figure 3-62 : Dimensionnement de la poutre palière

Tableau 3-59 : pré-dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 4.08 m ⇒27.2 cm ≤ h ≤40.8cm on adopte h = 35 cm ⇒ 10.5cm ≤ b ≤24.5cm on adopte b =30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.081) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30 cm

III.3.c.5.2. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $p_p = (0.35 \times 0.3) \times 25$ ➔ $p_p = 2.625 KN/m$
- Réaction d'escalier :➔ $Ru = 32.33 KN$, $Rs = 23.01 KN$
- Poids du demi mur➔ Pm= 0.25×0.5×3.40×15= 6.375 kN/m

P_u=1.35 (P_p+ P_m) +R_u➔**P_u=44.48 kN/m**

P_s = (P_p+ P_m+R_s)➔**P_s = 32.01 kN/m**

III.3.c5.3. Calcul des efforts :

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

Tableau 3-60 : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra (kN)	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)
ELU	**90.73**	**61.70**	**30.85**
ELS	**65.30**	**44.40**	**22.20**

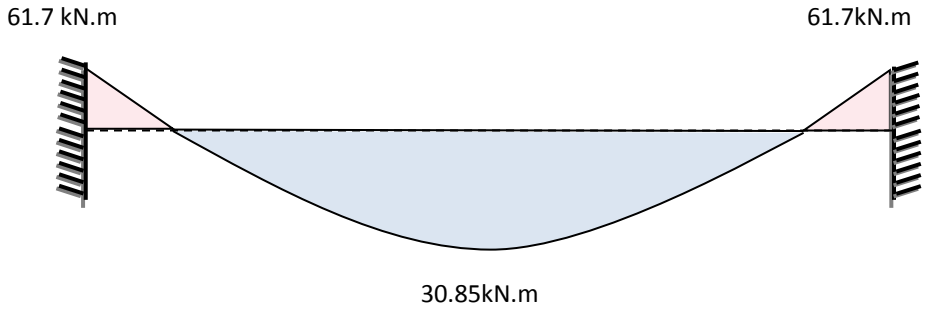


Figure 3-63 : Diagramme de moment l'E.L.U

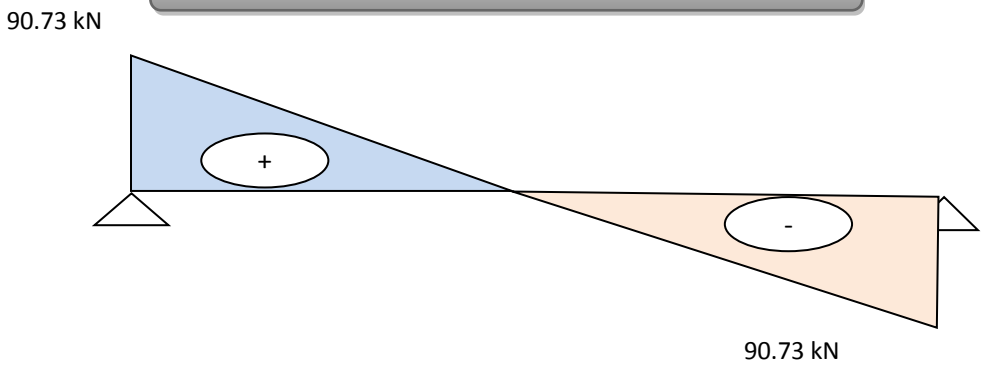


Figure 3-64 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U

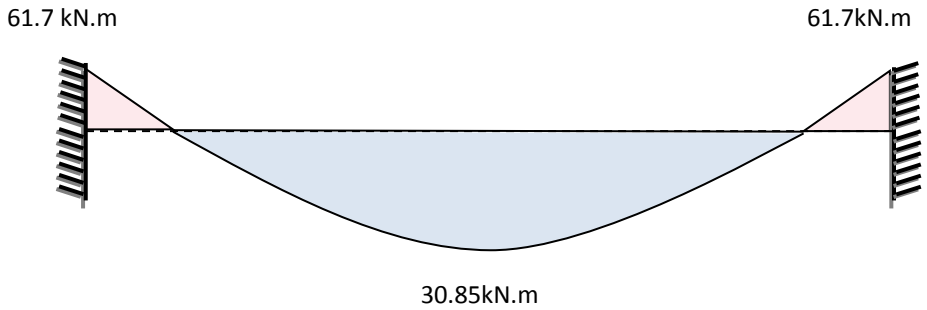


Figure 3-65 : Diagramme de moment à l'E.L.S

III.3.c.5.4. Ferraillage de la poutre palière :

Tableau 3-61 : les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 3 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 35cm	d=32 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3- 62 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	30.85	0.070	0.963	2.876	0.00	**3HA12=3.39**
En appuis	61.70	0.141	0.923	6.002	0.00	**3HA12+2HA14=6.47**

III.3.c.5.4.A. Condition de non fragilité : [1]

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

En travées : $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{35 \times 30}{1000} = 1.05\,cm^2$ (C.V)

En appuis : $A = 6.47\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{35 \times 30}{1000} = 1.05\,cm^2$ (C.V)

III.3.c.5.4. B. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{90.73 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.945\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.945\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad \text{(C.V)}$$

III.3.c.5.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton : [1]

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

$$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = Min[25\,cm; 28.8\,cm] = 25\,cm$$

$$V_u = 90.73KN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 250 = 500\,KN \ldots\ldots \text{(c.v)}$$

III.3.c.5.4.D. Vérification au voisinage de l'appui : [1]

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

$$\frac{2 \times 90.73 \times 10^3}{300 \times 250} = 2.41 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \ldots\ldots\text{(C.V)}$$

$$A = 6.47\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 90.73 \times 10^3}{400} = 2.60 cm^2 \text{ .....(C.V)}$$

III.3.c.5.4.E. Armatures transversales :[1]

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 1cm\ ;\ \varphi_l = 16\ mm; \frac{b_0}{10} = 3cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\ mm < 10\ mm$$

$$\varphi_t = 8\ mm$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\ cm^2$$

Donc on adoptera :A_t = 2 Ø 8 = 1 cm².

III.3.c.5.4.E.1. Vérification du R.P.A 99 :[2]

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

$$S_t \leq \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 8.75\ cm\ ; 12\varphi_t = 9.6\ cm\right]$$

$$\begin{cases} \overline{S}_t = 8.75\ cm & (\text{zone nodale}) \\ \overline{S}_t = 15\ cm & (\text{zone courante}) \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases} S_t = 5\ cm & (\text{zone nodale}) \\ S_t = 15cm & (\text{zone courante}) \end{cases}$

On a A_t= 1 cm².

$$S_t = 5\ cm \Rightarrow A_t = 1 cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\ cm^2$$

$$S_t = 15\ cm \Rightarrow A_t = 1 cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.35\ cm^2$$

$$S_t < \overline{S}_t$$

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra A_t = 4 T 8 = 2 cm².et on procédera à la vérification des paramètres suivants :

- $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ **[1]**

avec k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{300\times50}=0.013\geq\frac{1.15(0.883-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=0.0039$ ...(C.V)

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{300\times150}=0.004\geq\frac{1.15(0.883-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=0.0039$ ...(C.V)

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

Zone nodale: $A_t=2\,cm^2\geq A_{min}=\frac{0.4\times300\times50}{400}=0.15cm^2$ ...(C.V)

Zone courante: $A_t=2\,cm^2\geq A_{min}=\frac{0.4\times300\times150}{400}=0.45\,cm^2$ ....(C.V)

III.3.c.5.4.F. Vérification à l'E.L.S : [1]

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

$\overline{\sigma}_b=0.6.f_{c28}=0.6\times25=15\,MPa$

Tableau 3-63 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	**3.39**	**6.47**
M_{ser} (kN.m)	22.20	44.40
Y (cm)	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=9.98$	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=12.39$
I (cm⁴)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=52755.13$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=73572.91$
$\overline{\sigma}_b$ **(mpa)**	**15**	
σ_b **(mpa)**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ **=4.50**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ **=8.02**
$\sigma_b\leq\overline{\sigma}_b$	**C.V**	**C.V**

III.3.c.5.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

Tableau 3-64 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(10 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.35 / 4.08 = 0.085 Mt/(10 Mo)=22.20/(10*66.60)=0.033	ρ=A/(bo*d)=4.52/(30*32)=0.0047 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
C.V	**C.V**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

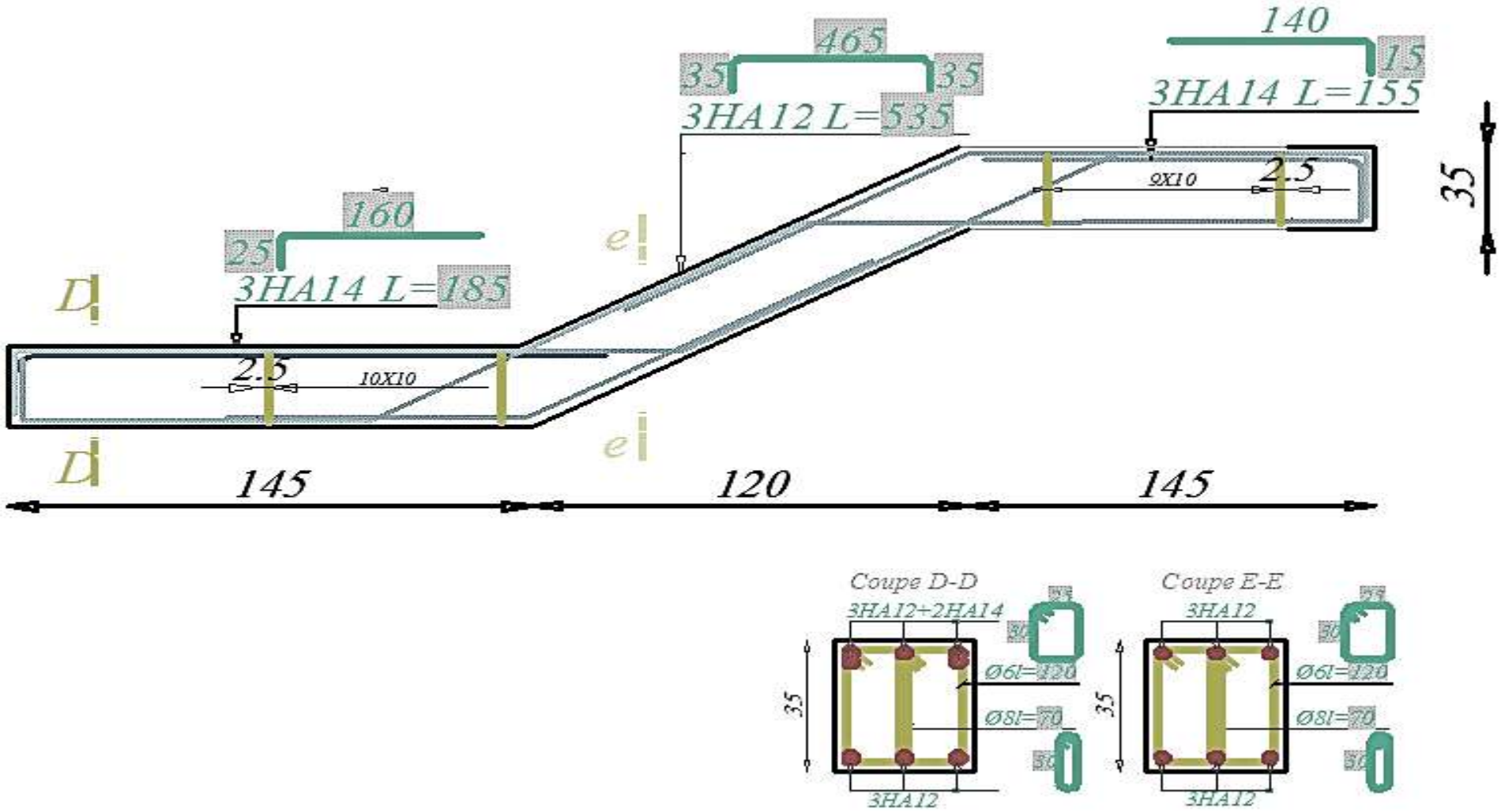


Figure 3-66 : ferraillage de la poutre palière

III.4. CALCUL DES DALLES PLEINES :

III.4.1. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.4.2. Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élasto-plastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.4.3. Principe de calcul :

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

P : Charge totale.

$T_{ext} = P.f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec :

S : Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

T_{int}= M. L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

III.4.4. Position des lignes de rupture :

III.4.4.1. Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis :

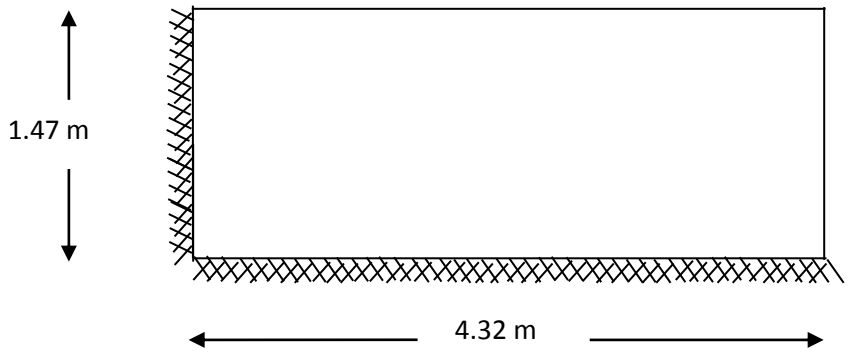


Figure 3-67 : dalle reposant sur deux appuis

a)Travail externe T_{ext} =q.s.f

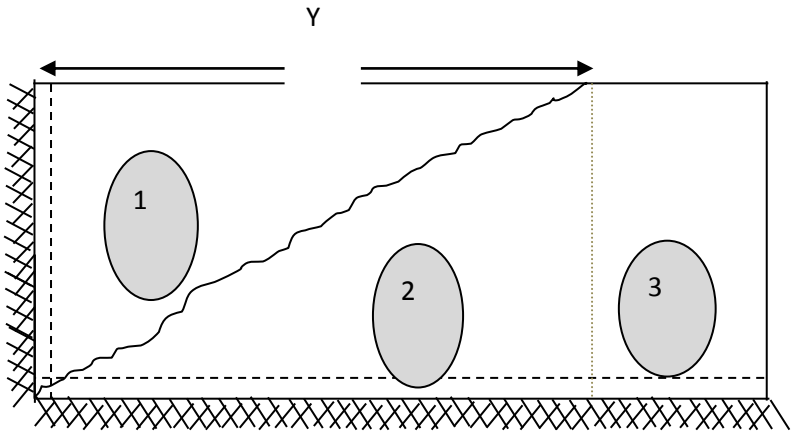


Figure 3-68 : Représentation de lignes de rupture

Tableau 3-65 : Travail externe

éléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1	1.47* y/2	f/3	**0.245.y.f.q_u**
2	1.47* y/2	f/3	**0.245.y.f.q_u**
3	1.47 (5- y)	f/2	**(3.7-0.73y).f.q_u**
		Σ	**f.q_u. (3.7-0.24y)**

b) Travail interne: T_{int}= M.l.θ ;

Avec M : le moment de flexion (par 1 ml de largeur) et l.θ c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

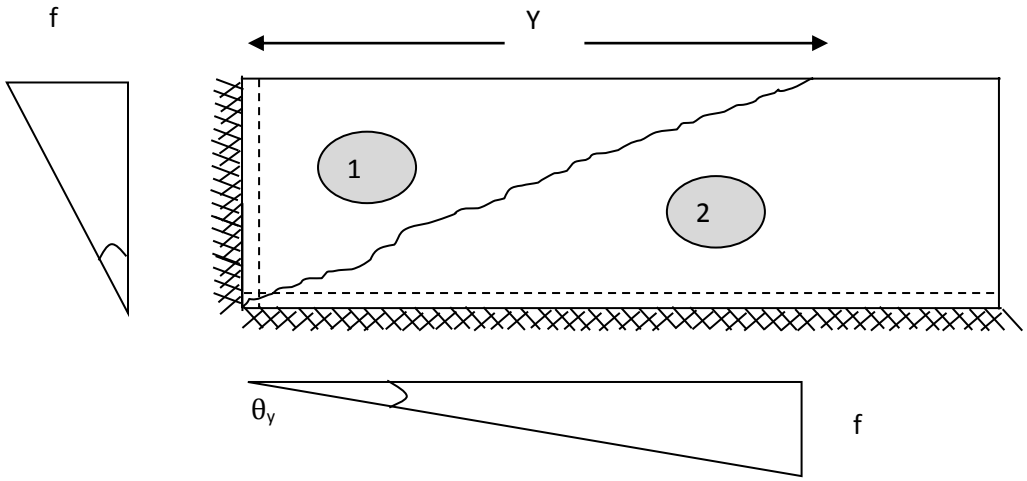


Figure 3-69 : Représentation de la flèche

Tableau 3-66 : Travail interne

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne = M.L.θ
1	+	M	1.47	f/y	**1,47.M.f/y**
	-	0.5M	1.47	f/y	**0.73.M.f/y**
2	+	M	Y	f/1.47	**f.M.y/1.47**
	-	0.5M	Y	f/1.47	**0.34.M.f.y**
				Σ	**M.f.(2.2/y+1.02y)**

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne**: (ΣText= ΣTint)**

f.q_u. (3.175-0,24y) = M.f.(2.2/y +1,02 y)

$$M= qu \frac{(3.7-0.24y)}{(2.2/y+1,02y)}$$

$$\frac{dM}{dy} = 0 \quad y = 1.87 \text{ m}$$

Donc :

M_u= 1.05 q_u

q_u = 1,35.(5.68)+1,5.(2.5) = 11.42 kN ⟹ M_u= 12kN.m

q_s=5.68+2.5=8.18 kN ⟹ M_s=8.58 kN.m

Moment en travée suivant 1 seul axe :

M_t=M= 12 kN.m

Moment aux appuis:

M_a = 0.5M = 6 kN.m

III.6.4.1.1. Calcul du ferraillage

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.(la fissuration est préjudiciable).

Øp ≤ h/10 =15/10 =1.5 cm

On adopte alors $Ø_x$= $Ø_y$=10 mm, e =2cm

d_x=h-e-Ø/2

Hauteurs utiles : $\begin{cases} d_x = 15 - 2 - \frac{1}{2} = 12.5 \text{ cm} \end{cases}$

Béton	**f_{c28} = 25 MPa**	**γ_b = 1.5**	**σ_{bc} = 14.2**MPa	**$d_{x=}$ 12.5cm**
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	$d_{y=}$ 11.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

$\boldsymbol{\rho}= \frac{lx}{ly}= \frac{1.47}{5}$=0.29<0.4 donc la dalle travaille suivant 1 seul direction.

Tel que : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b .b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s .d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau 3-67 : Calcul des sections d'acier de la dalle

	M_u (kN.m)	μ	β	A(cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi}	A_{final} (cm²)
En travée	12	0.064	0.967	3.10	1.5	7HA10	**5.50**
En appuis	6	0.032	0.984	1.52	1.5	7HA10	5.50

d) les vérifications nécessaires

- **Vérification de l'espacement**

$S_{T1} \leq Min\begin{cases} 3h = 45\ cm \\ 33cm \end{cases}$ soit $\begin{cases} S_{T1} = 25\ cm \\ S_{T2} = 30\ cm \end{cases}$

Don en adopte e=15cm.

- **Vérification de l'ELS :**

Tableau 3-68 : vérification a ELS

	Suivant X	
	Mt	Ma
M_{ser} (kN.m)	8.58	4.29
σb_{adm}(MPa)	15	
y_1 (cm)	2.99	2.99
I_G (cm^4)	4947.18	4947.18
K (N/cm^3)	0.17	0.08
σb (MPa)	5.084	2.40
$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	C.V	
σs (MPa)	242.25	114
σs_{adm}(MPa)	400	
$\sigma s \leq \sigma s_{adm}$	C.V	

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

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

Tableau 3-69 : vérification de l'effort tranchant

	Suivant X
V(kN)	$\frac{p * l_x}{2 * l_x} = \frac{14.25 * 1.47}{2 * 1.47} = 7.13$
$\tau_{u(MPa)}$	$\frac{7.13 * 1000}{1000 * 125} = 0.057$
$\bar{\tau}_u$	$\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16MPa$
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	**C.V**

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la flèche préliminaire**

  On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

$M_0=P*Lx^2/8=2.39$ (kN.m)

Tableau 3-70. Vérification de flèche de la dalle pleine

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(20 Mo)	$\rho \leq 2/fe$
h/ L = 0.15 / 1 = 0.15 Mt/(20 Mo)=8.58/(20*3.24)=0.136	ρ=A/(bo*d)=3.24/(100*12.5)=0.0025 2/ fe = 2 / 400 = 0.005
C.V	**C.V**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

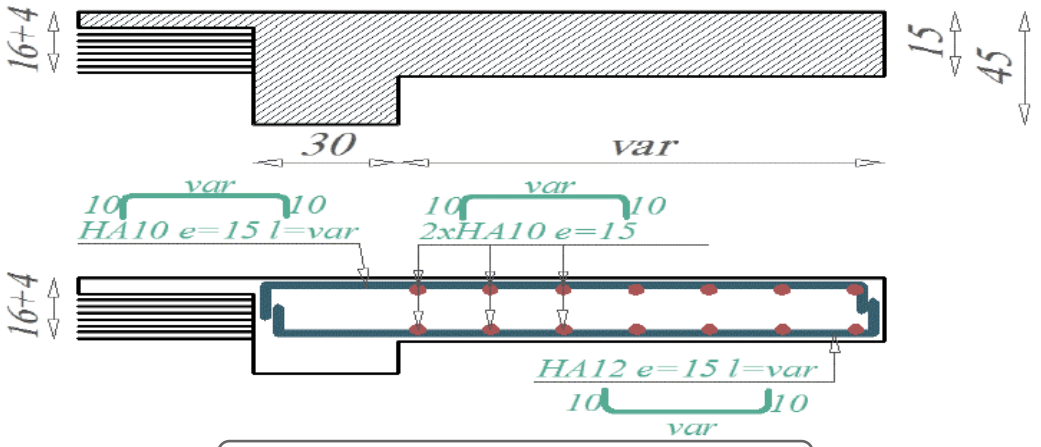


Figure 3-70 : ferraillage de la dalle pleine

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.

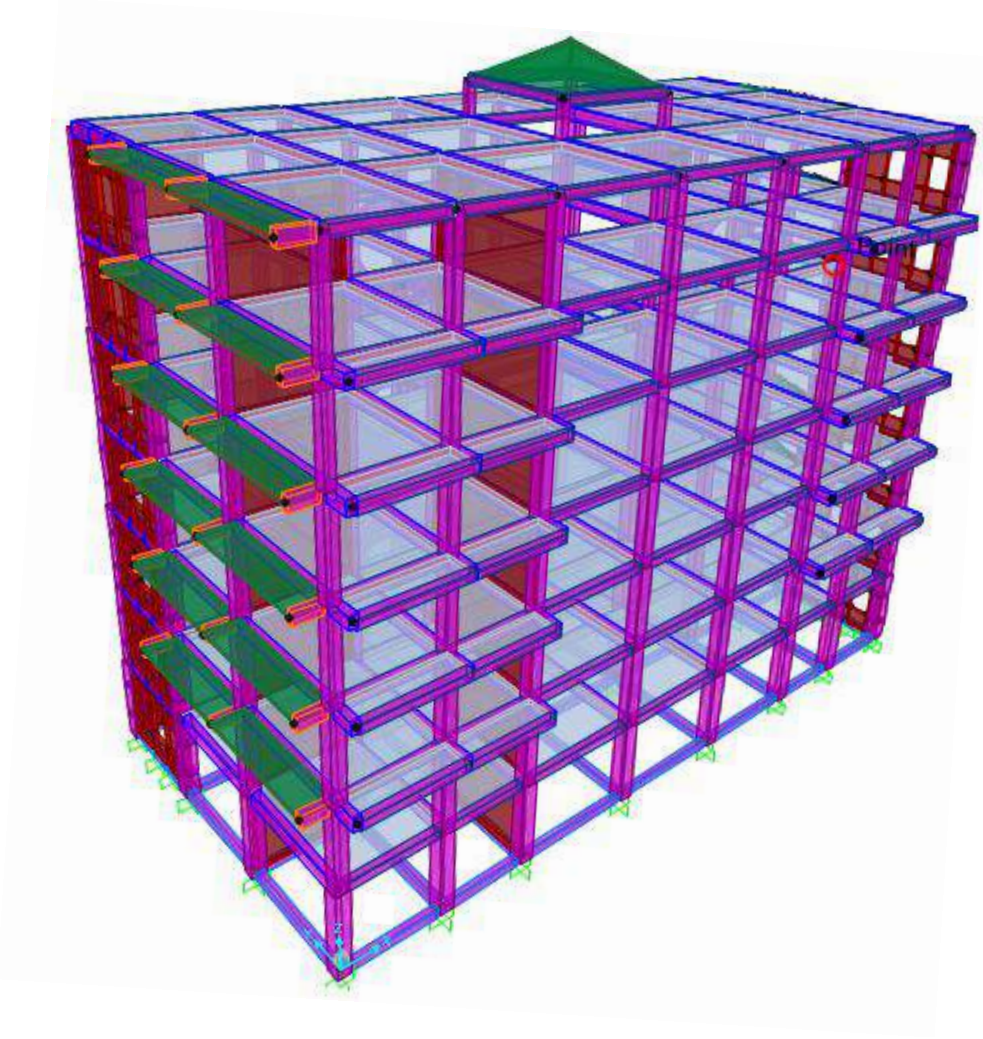


Figure 4-1 : Vue de la structure en 3D

IV.2.a. 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.a.1. 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, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

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

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

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.

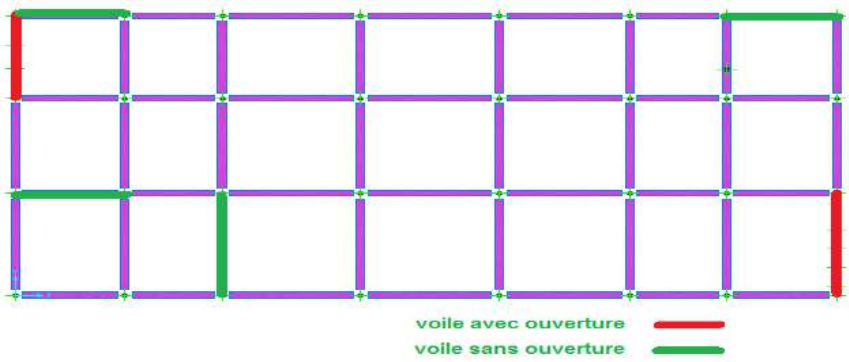


Figure 4-2-a : disposition des voiles du bloc

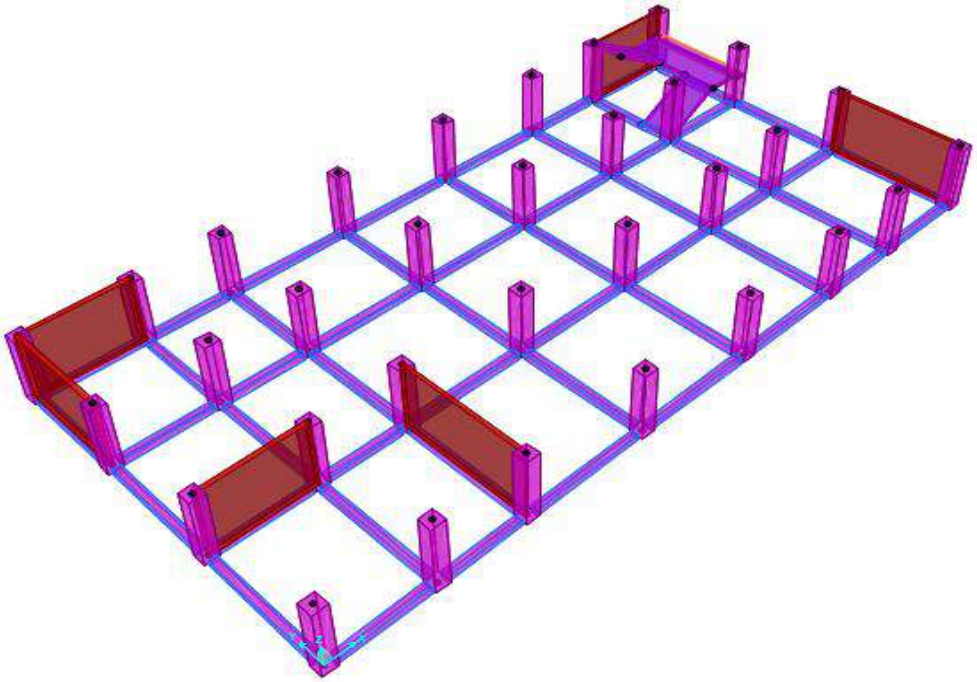


Figure 4-2-b : disposition des voiles du bloc

Tableau 4-1 : Calcul du centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
25.3	374.38	5604.47	2927.65	**14.97**	7.82
23.80	4595.65	66958.62	33961.85	**14.57**	7.39
20.40	5051.99	70525.78	33747.29	**13.96**	6.68
17.00	5099.41	71085.78	34013.06	**13.94**	6.67
13.60	5152.77	71829.61	34368.98	**13.94**	6.67
10.20	5205.07	72610.73	34769.87	**13.95**	6.68
6.80	5457.72	76735.54	36785.03	**14.06**	6.74
3.40	5198.46	74493.93	33247.56	14.33	7.37

IV.2.a.2. 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 :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

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 : **[4]**

Avec :

$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}\cdot\frac{2mc}{(I_1+I_2)}\cdot\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$$

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20}+\frac{8}{20n}-\frac{1}{30n^2}-\frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & si\ n \le 11 \\ a_n = 1 & si\ n > 11 \end{cases}$$

I: inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1}+\frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i: aire des éléments du refend.

2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles).

H_0: hauteur totale du refend.

- $w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3}.H}$: Voile à une seule file d'ouverture.
- $w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$: Voile à une deux d'ouvertures.

H: hauteur d'étage.

$A_0(\alpha,\xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut :

$$A_0(\alpha,\xi)=\frac{2}{3}+\frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha}-\frac{2}{\alpha^2\text{ch}\,\alpha} \qquad \text{si } \xi = 0.$$

Avec : $\xi=\frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A\,(\alpha,\xi)=\frac{1}{3}\left(2-3\xi+\xi^3\right)+\frac{2}{\alpha^2}\xi+\frac{2-\alpha^2}{\alpha^3\text{ch}\,\alpha}.\text{sh}\,\alpha(1-\xi)-\frac{2}{\alpha^2}\frac{\text{ch}\,\alpha.\xi}{\text{ch}\,\alpha}$$

Remarque : si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Yi}*X_i$	$\sum I_{Xi}*Y_i$	X_R(m)	Y_R(m)
25.3	0.005	0.005	0.0749	0.0391	**14.97**	7.82
23.8	2.2293	2.6185	33.0978	16.5191	**12.64**	7.41
20.4	2.2704	2.6596	34.3088	16.8691	**12.9**	7.43
17	2.2704	2.6596	34.3088	16.8691	**12.9**	7.43
13.6	2.3277	2.7169	35.6457	17.3181	**13.12**	7.44
10.2	2.3277	2.7169	35.6457	17.3181	**13.12**	7.44
6.8	2.4051	2.7942	37.2187	17.9420	**13.32**	7.46
3.4	2.4051	2.7942	37.2187	17.9420	13.32	7.46

IV.2.a.3. Excentricité :

IV.2.a.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 :

$$E_x=\left|X_T-X_G\right| \qquad E_Y=\left|Y_T-Y_G\right|$$

IV.2.a.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 supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G(m)	X_R(m)	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G(m)	Y_R(m)	$E_{y\ Théo}$ (m)
25.3	14.97	14.97	**0**	7.82	7.82	**0**
23.8	14.57	12.64	**1.93**	7.39	7.41	**0.02**
20.4	13.96	12.9	**1.06**	6.68	7.43	**0.75**
17	13.94	12.9	**1.04**	6.67	7.43	**0.76**
13.6	13.94	13.12	**0.82**	6.67	7.44	**0.77**
10.2	13.95	13.12	**0.83**	6.68	7.44	**0.76**
6.8	14.06	13.32	**0.74**	6.74	7.46	**0.72**
3.4	**14.12**	**13.32**	**0.8**	**7.28**	**7.46**	**0.18**

- 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 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
25.3	32.23	15.81	**1.61**	**0.79**
23.8	32.23	15.81	**1.61**	**0.79**
20.4	32.23	15.81	**1.61**	**0.79**
17	32.23	15.81	**1.61**	**0.79**
13.6	32.23	15.81	**1.61**	**0.79**
10.2	32.23	15.81	**1.61**	**0.79**
6.8	32.23	15.81	**1.61**	**0.79**
3.4	32.23	15.81	**1.61**	**0.79**

Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$\mathbf{E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$\mathbf{E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}}$
25.3	0	1.61	**1.61**	0	0.79	**0.79**
23.8	1.93	1.61	**0.32**	0.02	0.79	**0.81**
20.4	1.06	1.61	**2.67**	0.75	0.79	**1.54**
17	1.04	1.61	**2.65**	0.76	0.79	**1.55**
13.6	0.82	1.61	**2.43**	0.77	0.79	**1.56**
10.2	0.83	1.61	**2.44**	0.76	0.79	**1.55**
6.8	0.74	1.61	**2.35**	0.72	0.79	**1.51**
3.4	0.8	1.61	**0.81**	0.18	0.79	**0.97**

IV.2.a.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 $\pm 0.05L$, (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.

IV. 2.b. Choix de la méthode de calcul :

IV. 2.b.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.

Pour le premier bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'SAP2000 V 16'.

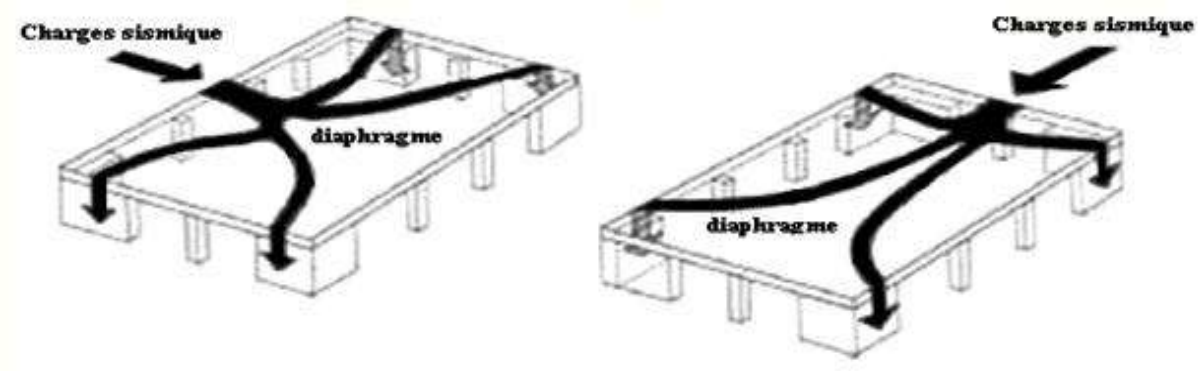
IV.2.b.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.2.b.2.1. Principe :

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

IV. 2.b.2.2. Modélisation :[1]

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.



IV2.b.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

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 IIb, 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 = 0,882

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3] [1]

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

- 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 = 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 4-6 : détermination du facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0.00	OUI	0.00
2	Redondance en plan	OUI	0.00	OUI	0.00
3	Régularité en plan	OUI	0.00	OUI	0.00
4	Régularité en élévation	OUI	0.00	OUI	0.00
5	Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0.00	OUI	0.00
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0.00	OUI	0.00

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1$$
$$Q_Y = 1$$

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

IV.2.c. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes ;
- Vérification de participation massique ;
- Vérification des périodes ;
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ;
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification de déplacement ;
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

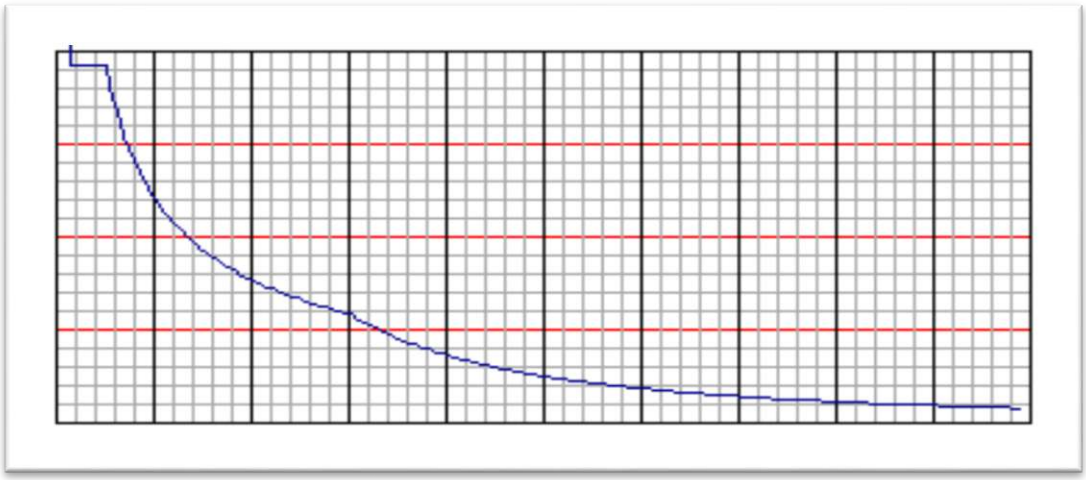


Figure 4-3 : Spectre de réponse

IV.2.c.1. Vérification de comportement :

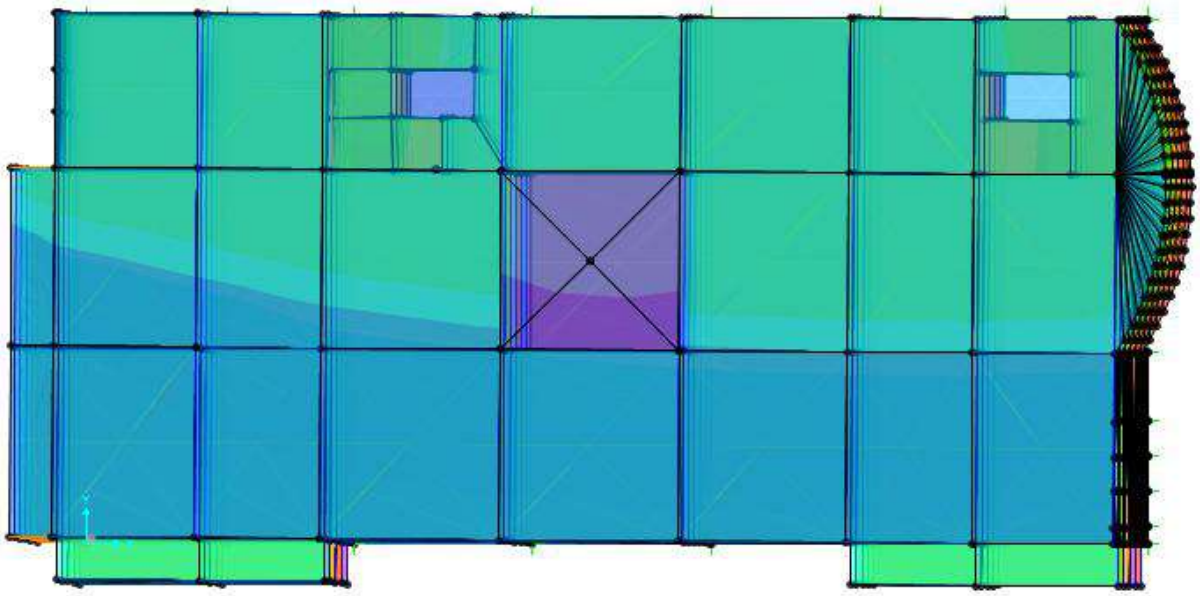


Figure 4-4-a : Le comportement du 1 ^{er} mode pour le Bloc

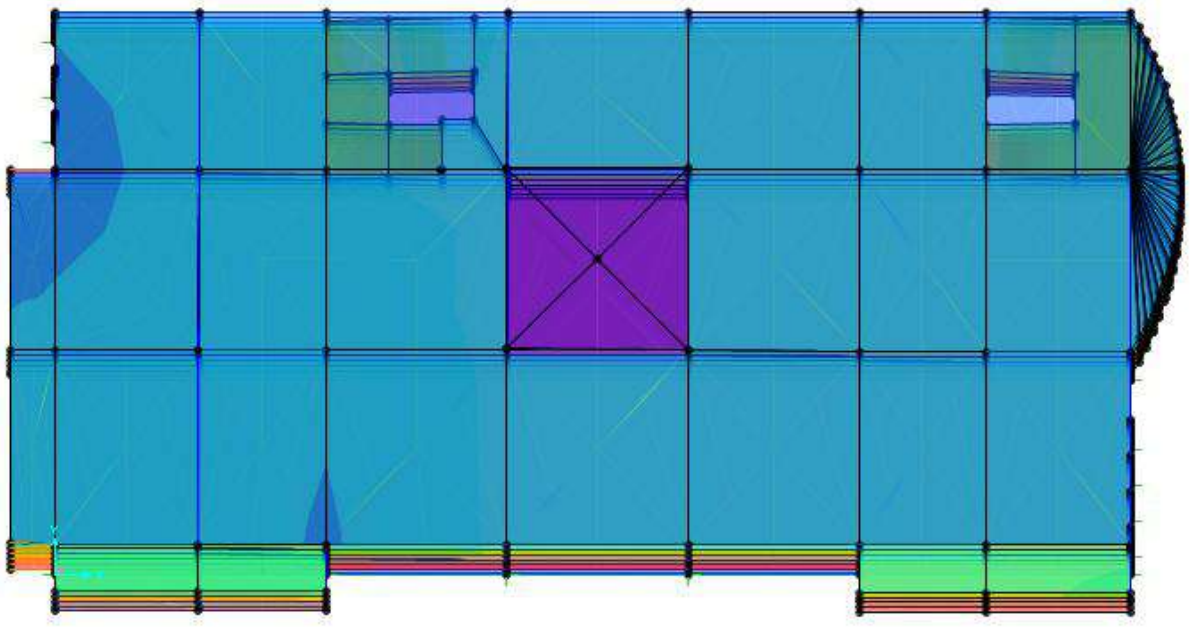


Figure 4-4-b : Le comportement du 2 ^{ème} mode pour le Bloc

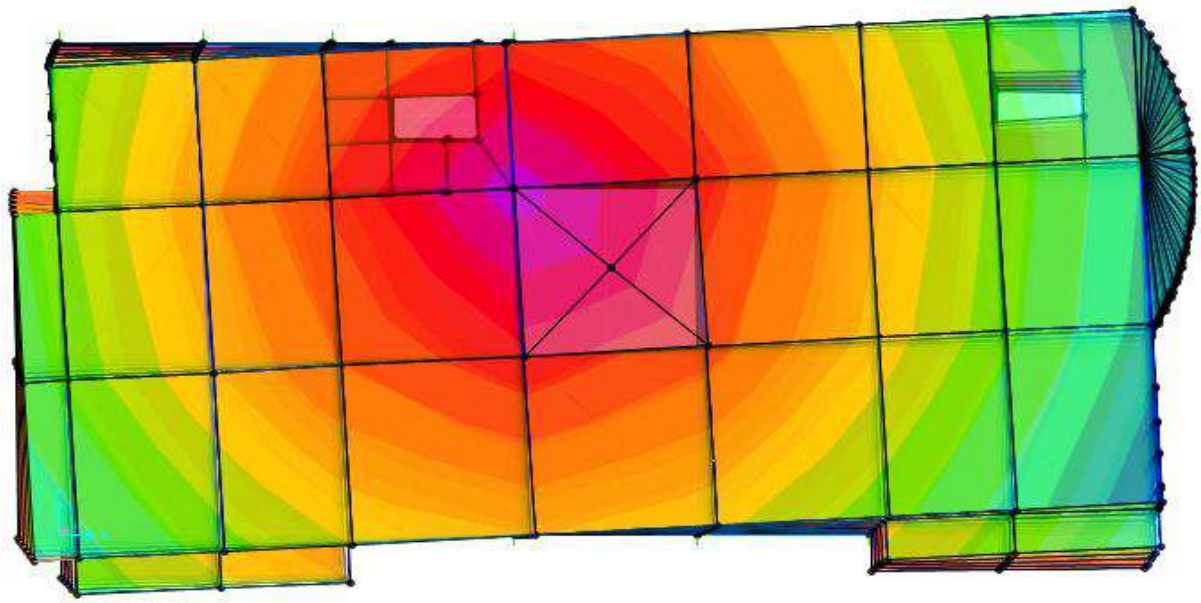


Figure 4-4-c : Le comportement du 3 ème mode pour le Bloc

Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant l'axe Y	translation suivant l'axe Y	rotation autour de l'axe z

IV. 2.c.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 4-8 : Coefficient de participation massique

MODE	Période	UX	UY	RZ	∑UX	∑UY	∑RZ
1	1,13	0,33	0,00	0,00	33%	0%	0%
2	0,47	0,00	0,66	0,00	33%	66%	0%
3	0,36	0,06	0,01	0,59	38%	67%	59%
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
15	0,07	0,02	0,00	0,00	53%	53%	91%
16	0,07	0,01	0,01	0,00	55%	89%	91%
17	0,07	0,00	0,00	0,00	55%	90%	91%
. . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .
200	0,02	0,00	0,00	0,00	89%	99%	98%
201	0,02	0,00	0,00	0,00	89%	99%	98%
202	0,02	0,00	0,00	0,00	90%	99%	98%

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas 90 % qu'après le 202ème mode.

IV. 2.c.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de SAP2000 V 16 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

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

$$T=0.09* h_N /\sqrt{D}$$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$\begin{cases} Tx = 0.41s \\ Ty = 0.58s \end{cases}$$

Tableau 4-9 : vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.41	1.13	0.53	**OUI**
Y	0.58	0.47	0.75	**OUI**

IV. 2.c.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

- La résultante des forces sismique à la base Vt 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]

  Donc il faut vérifier que: $\frac{V_t}{V} > 0,8$

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 :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone :**

A = 0,25

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen :**

T2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec site S2)

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

ξ = 7 %

tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

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

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

$$\begin{cases} \mathbf{Dx = 1.10} \\ \mathbf{Dy = 1.97} \end{cases}$$

- **R : coefficient de comportement global de la structure :**
  - R = 5
- **Q : facteur de qualité :**
  - $Q_x=Q_y=1$
- **W : poids total de la structure :**

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

  - β = 0.3 tableau 4.5

W= 46040.10 kN

Tableau 4-10 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	**1.24**	**1.78**	**5**	**1.00**	**1.00**	**46040.10**	**2532.21**	**4534.95**

Tableau 4-11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	2532.21	2841.721	2025.76	OUI
Y	4534.95	2900.273	2757.96	OUI

IV. 3.c.5. Vérification de la stabilité au renversement :

IV. 3.c.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5]

On a :

- TX = 0.41 s → Ft = 0

- TY = 0.58 s → Ft = 0
- V_X =2532.2 kN
- V_y=4929.60 kN

Tableau 4-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
25.3	374.38	9471.81	0.02	**55.24**
23.8	4595.65	109376.47	0.22	**637.84**
20.4	5051.99	103060.60	0.21	**601.01**
17	5099.41	86689.97	0.18	**505.54**
13.6	5152.77	70077.67	0.14	**408.67**
10.2	5205.07	53612.22	0.11	**312.65**
6.8	5457.72	37112.50	0.08	**216.43**
3.4	5263.39	17895.53	0.04	**104.36**
SOMME		**487296.77**	**1.00**	**2841.72**

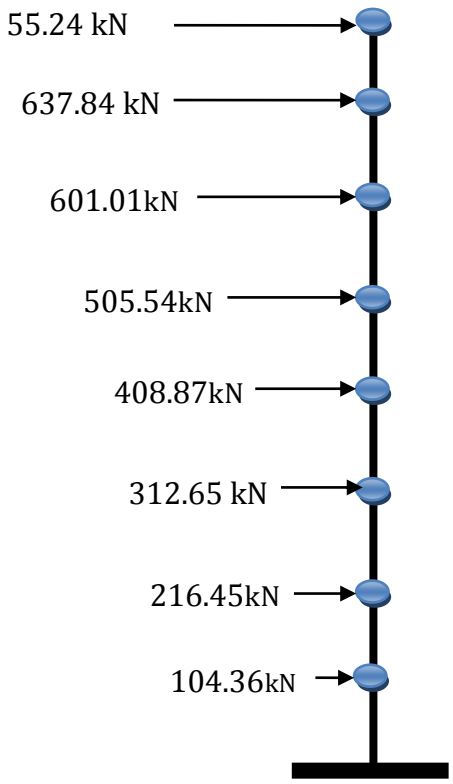


Figure 4-5 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Tableau 4-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_y	F_{iY} (kN)
25.3	374.38	9471.81	0.02	**73.26**
23.8	4595.65	109376.47	0.23	**845.94**
20.4	5051.99	103060.60	0.22	**797.09**
17	5099.41	86689.97	0.18	**670.48**
13.6	5152.77	70077.67	0.15	**541.99**
10.2	5205.07	53612.22	0.11	**414.65**
6.8	5457.72	37112.50	0.08	**287.03**
3.4	5263.39	17895.53	0.04	**138.41**
SOMME		**469401.24**	**1.04**	**3768.84**

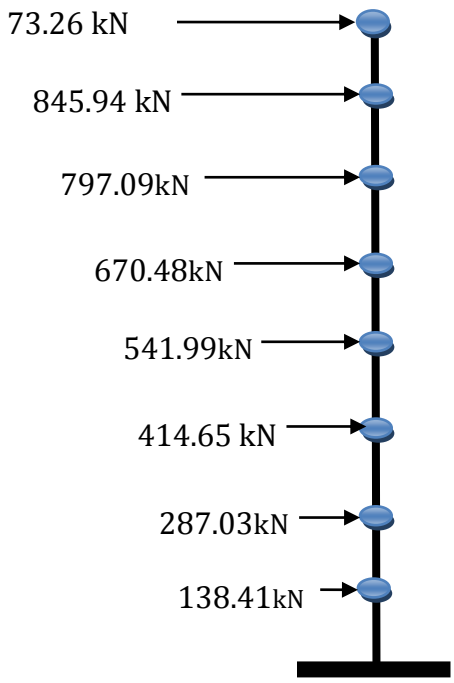


Figure 4-6 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV. 2.c.5.2. Moment de renversement :

Tableau 4-14 : calcul du moment de renversement

h_i (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
25.3	55.24	73.26	1397.47	**1853.40**
23.8	637.84	845.94	15180.59	**20133.32**
20.4	601.01	797.09	12260.57	**16260.63**
17	505.54	670.48	8594.20	**11398.09**
13.6	408.67	541.99	5557.85	**7371.11**
10.2	312.65	414.65	3188.98	**4229.40**
6.8	216.43	287.03	1471.69	**1951.84**
3.4	104.36	138.41	354.82	**470.58**
∑Mo			**48006.18**	**63668.36**

IV. 2.c.5. 3. Moment stabilisant :

Tableau 4-15 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{oxi} (kN.m)	M_{oyi} (kN.m)
25.3	374.38	14.57	7.39	5454.72	**2766.67**
23.8	4595.65	13.96	6.68	64155.27	**30698.94**
20.4	5051.99	13.94	6.67	70424.74	**33696.77**
17	5099.41	13.94	6.67	71085.78	**34013.06**
13.6	5152.77	13.95	6.68	71881.14	**34420.50**
10.2	5205.07	14.06	6.74	73183.28	**35082.17**
6.8	5457.72	14.12	7.28	77063.01	**39732.20**
3.4	5263.39	14.12	7.28	74319.07	**38317.48**
∑Mt				**507567.01**	**248727.80**

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

Tableau 4-16 : 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}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
507567	**248728**	**48006.17**	**63668.4**	**10.57**	**3.90**	OUI

La condition est vérifiée ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 2.c.6. Vérification des déplacements :

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

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

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

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

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

Selon [RPA : Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser :

Δ k limite = 0.01 h_e

Avec :

- h_e : la hauteur de l'étage k.

Tableau 4-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+25.3	0.92	4.5	0.04	3.4	**OUI**
+23.8	0.91	4.54	0.65	3.4	**OUI**
+20.4	0.78	3.89	0.72	3.4	**OUI**
+17	0.64	3.18	0.78	3.4	**OUI**
+13.6	0.48	2.39	0.79	3.4	**OUI**
+10.2	0.32	1.61	0.73	3.4	**OUI**
+6.8	0.18	0.88	0.57	3.4	**OUI**
+3.4	0.06	0.31			

Tableau 4-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+25.3	0.82	4.11	0.04	3.4	**OUI**
+23.8	0.80	3.98	0.65	3.4	**OUI**
+20.4	0.66	3.30	0.72	3.4	**OUI**
+17	0.52	2.62	0.78	3.4	**OUI**
+13.6	0.39	1.93	0.79	3.4	**OUI**
+10.2	0.26	1.28	0.73	3.4	**OUI**
+6.8	0.14	0.70	0.57	3.4	**OUI**
+3.4	0.05	**0.26**			

IV. 2.c.7. 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 :

$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \ \leq 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-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 4-19 : Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (kN)	F_{ix} (kN)	Δ_{kx} (cm)	θ_x	$\theta\leq$ 0.10
25.30	374.38	55.24	0.04	0.0001	**0UI**
23.80	4595.65	637.84	0.65	0.0020	**0UI**
20.40	5051.99	601.01	0.72	0.0030	**0UI**
17.00	5099.41	505.54	0.78	0.0046	**0UI**
13.60	5152.77	408.67	0.79	0.0073	**0UI**
10.20	5205.07	312.65	0.73	0.0119	**0UI**
6.80	5457.72	216.43	0.57	0.0211	**0UI**
3.40	**5263.39**	**104.36**	**0.00**	**0.0000**	**0UI**

Tableau 4-20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k(KN)	F_{iY} (KN)	Δ_{kY} (cm)	θ_Y	$\theta\leq$ 0.10
25.3	374.38	73.26	0.13	**0.0003**	**0UI**
23.80	4595.65	845.94	0.68	**0.0016**	**0UI**
20.40	5051.99	797.09	0.69	**0.0021**	**0UI**
17.00	5099.41	670.48	0.69	**0.0031**	**0UI**
13.60	5152.77	541.99	0.65	**0.0045**	**0UI**
10.20	5205.07	414.65	0.58	**0.0071**	**0UI**
6.80	5457.72	287.03	0.45	**0.0126**	**0UI**
3.40	5263.39	138.41	0.00	**0.0000**	**0UI**

On constate

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

IV. 2.d. Vérification de l'effort normal réduit :

$$\tau = \frac{N_d}{B_c * fc_{28}} < 0.3$$

- Section des poteaux à la base 55x55 cm
- L'effort normal max à la base = 2560.25 kN

$$\tau = \frac{2560.252 \ * 10\text{^}3}{530^2 * 25} = 0.03 < 0.3 \qquad "C.V"$$

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence du CBA93 et RPA.99 version 2003.

Combinaisons :

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

- les combinaisons données par les règles du CBA 93 :

  E.L.U : 1,35G +1,5Q et G +Q ± E

  E.L.S : G + Q
- les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003 :

  G +Q ± E

  0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des éléments résistant de Bloc :

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables ; La méthode de calcul est donnée sous forme d'un organigramme :

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

- situation durable :

- Béton : γ_b =1,5 ; σ_b = 25 Mpa ; $\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa.
- Acier : γ_s =1,15 ; Fe E 400.

- Situation accidentelle :

- Béton : γ_b = 1, 15 ; σ_b =25 Mpa ; $\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa .
- Acier : γ_s =1,00 ; FeE 400.

V.2.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales :

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau 5-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales du bloc

	Niveau	Section	Position	Mu (kN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{minCBA} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm2)
Intermédiaire	Terrasse	45X30	Travée	81.404	1,35.G+1,5.Q	0.00	5.8	1.35	6 HA14
			Appui	-106.776	G+Q+EdY	0.00	7.7	1.35	6 HA14
	RDC, Etages	45X30	Travée	85.7136	1,35.G+1,5.Q	0.00	6.1	1.35	4 HA14
			Appui	-118.817	G+Q+EdY	0.00	8.7	1.35	6 HA14
Rive	Terrasse	45X30	Travée	35.951	1,35.G+1,5.Q	0.00	2.5	1.35	3 HA12
			Appui	-65.0452	G+Q+EdY	0.00	4	1.35	3HA14
	RDC, Etages	45X30	Travée	47.5051	1,35.G+1,5.Q	0.00	3.3	1.35	3 HA14
			Appui	-78.8097	G+Q+EdY	0.00	5.6	1.35	4 HA14

Tableau 5-2 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements

	A_{totale} ($A_{choisis}$ +$A_{montage}$) (cm^2)	A_{min} (CBA93) (cm^2)	A_{min} (RPA99) (cm^2)	Vérification
Poutre intermédiaire	9.24	1.35	6.75	C.V
Poutre de rive	6.75	1.35	6.75	C.V

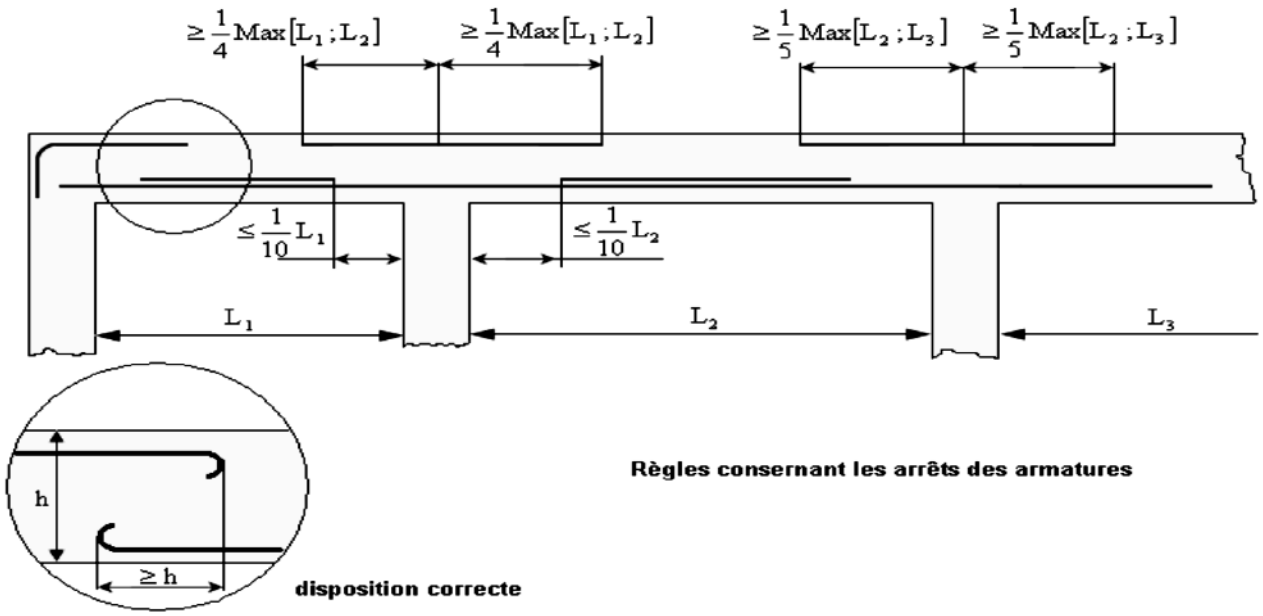


Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres

Tableau 5-3 **:** Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales bloc

	Niveau	position	M_{ser}(kN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s(MPa)	Vérification
Intermédiaire	Terrasse	Travée	59.515	G+Q	3.8	7.6	84.1	**c.v**
		Appui	-77.927	G+Q	5	9.4	109.9	
	RDC et Etages	Travée	61.5858	G+Q	3.9	7.7	84.7	**c.v**
		Appui	-85.542	G+Q	5.5	10	117.6	
Rive	Terrasse	Travée	26.3159	G+Q	3.3	3.5	53.1	**c.v**
		Appui	-43.529	G+Q	5.6	5.2	61.2	
	RDC et Etages	Travée	34.5102	G+Q	4.3	3.9	43.0	**c.v**
		Appui	-57.256	G+Q	7.4	6	72.5	

V.2.1.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :

Tableau 5-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires du bloc

	Niveau	Section	position	M_u (kN.m)	combinaison	A'(cm)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	35X30	Appui	-38.820	1,35.G+1,5.Q	0.0	3.1	3 HA12	**3.39**
	RDC et Etage	35X30	Appui	-33.528	G+Q+EdX	0.0	2.7	3 HA12	**3.39**
Rive	Terrasse	35X30	Appui	-38.514	G+Q+EdX	0.0	3.1	3 HA12	**3.39**
	RDC et Etage	35X30	Appui	-45.928	G+Q+EdX	0.0	2.7	3 HA12	**3.39**

Tableau 5-5 **:** Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires bloc

	Niveau	position	M_{ser} (kN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s(MPa)	Vérification
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-23.2012	G+Q	3.39	3.56	162.97	**CV**
	RDC	Appui	-21.6713	G+Q	3.39	3.28	150.42	**CV**
Rive	Terrasse	Appui	-16.4663	G+Q	2.26	4.37	146.15	**CV**
	RDC	Appui	-18.0978	G+Q	3.39	4.10	137.09	**CV**

V.2.1.3. Calcul des armatures transversales des poutres :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

Tableau 5-6 **:** Calcul de $\overline{\tau}_u$

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4\text{MPa}\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5\text{MPa}\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa}$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,\text{MPa}$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa}$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,\text{MPa}$

Tableau 5-7 **:** Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales du bloc

	Niveau	Vu (kN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	142.094	1.35G+1.5Q	1.11	3.33	cv
	Etage	157.919	1.35G+1.5Q	1.23	3.33	cv
Rive	Terrasse	68.687	1.35G+1.5Q	0.53	2.25	cv
	Etage	98.721	1.35G+1.5Q	0.77	2.25	cv

Tableau 5-8 **:** Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires du bloc

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	29.088	G+Q+Ed$_Y$	0.29	4.34	cv
	Etage	26.809	G+Q+Ed$_Y$	0.27	4.34	cv
Rive	Terrasse	24.239	G+Q+Ed$_Y$	0.24	3.26	cv
	Etage	64.493	G+Q+Ed$_Y$	0.66	3.26	cv

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

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & \text{Zone nodale} \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & \text{Zone courante} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-9 **:** Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires bloc

		CBA 93		**RPA 99**			**St adopte (cm)**			
Section	τ_u(Mpa)	S_t(cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t(cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t choisie (cm^2)	nombre des barres
45X30	1.23	29.25	2.01	8.75	17.5	0.78	10	15	2.01	4ϕ8

V.2.1.4*. Vérification de la flèche des poutres *:

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : Mt = K x M0

K : est un coefficient rédacteur (0.75≤ K ≤ 0.85), on prend K = 0.75

Tableau 5-10 : vérification de la fléché des poutres du bloc

	1ere condition			**2eme condition**			**3eme condition**		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.085	0.0625	c.v	0.085	0.075	c.v	0.006	0.0105	c.v
PS	0.07	0.0625	c.v	0.07	0.075	c.v	0.0057	0.0105	c.v

Toutes les conditions vérifient donc il n'est pas indispensable de vérifier la déformation par le calcul de flèche.

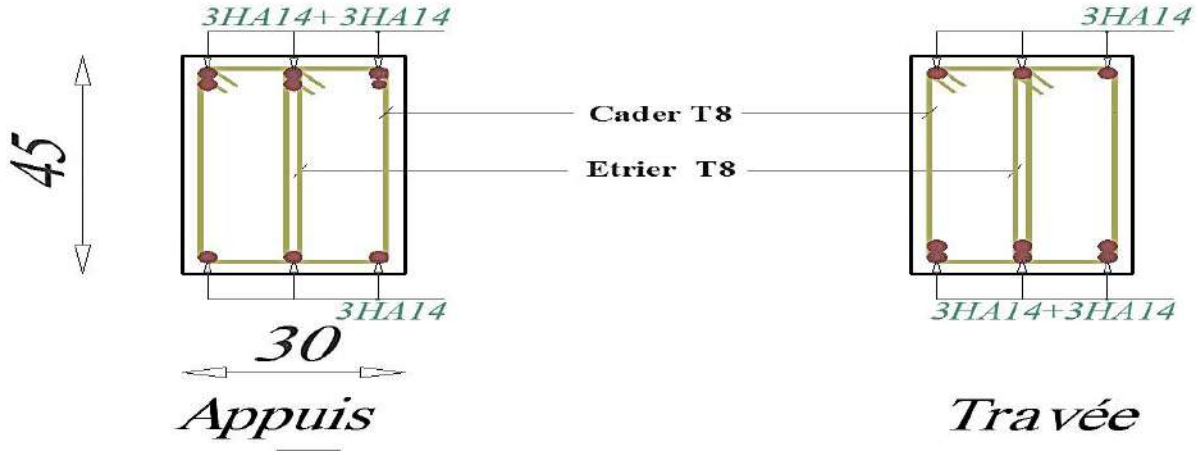


Figure 5.2 : Ferraillages des poutres principales Intermédiaires de la terrasse.

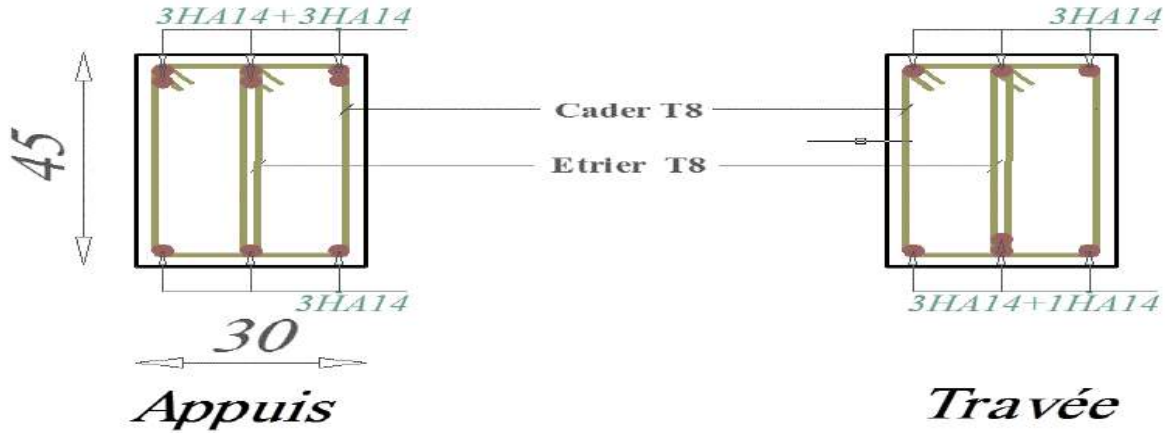


Figure 5.3 : Ferraillages des poutres principales Intermédiaires de la RDC, Etages.

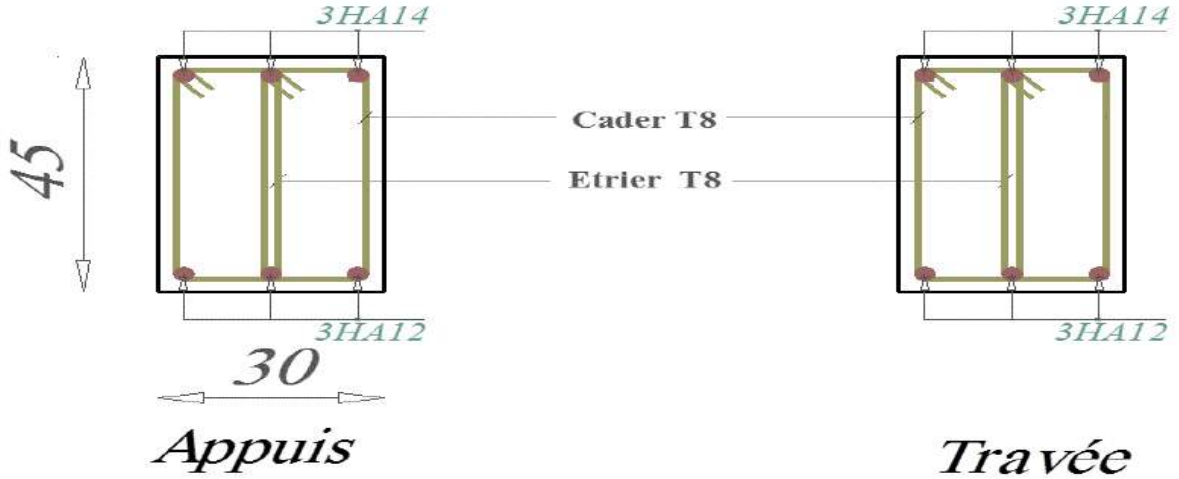


Figure 5.4 : Ferraillages des poutres principales rives de la terrasse.

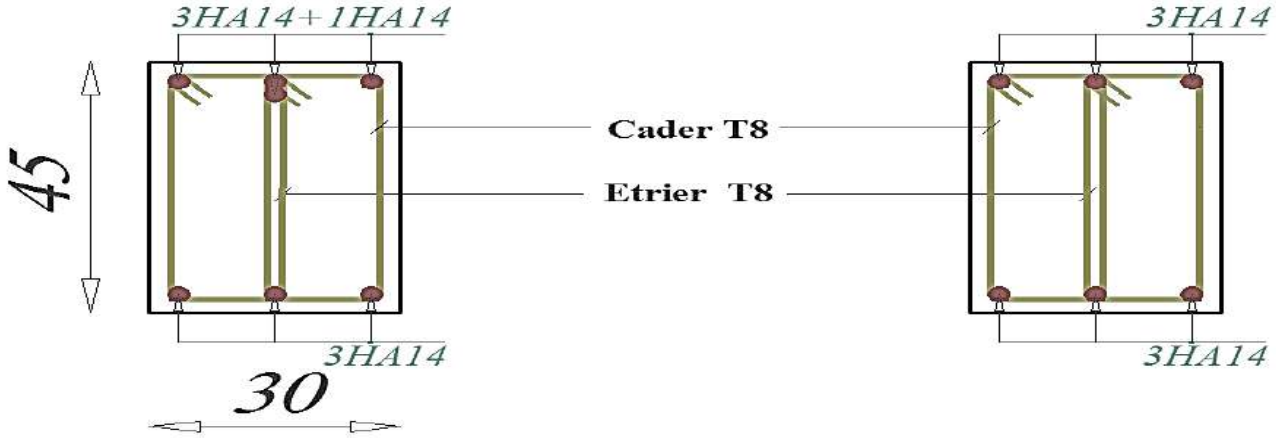


Figure 5.5 : Ferraillages des poutres principales rives de la RDC, Etages.

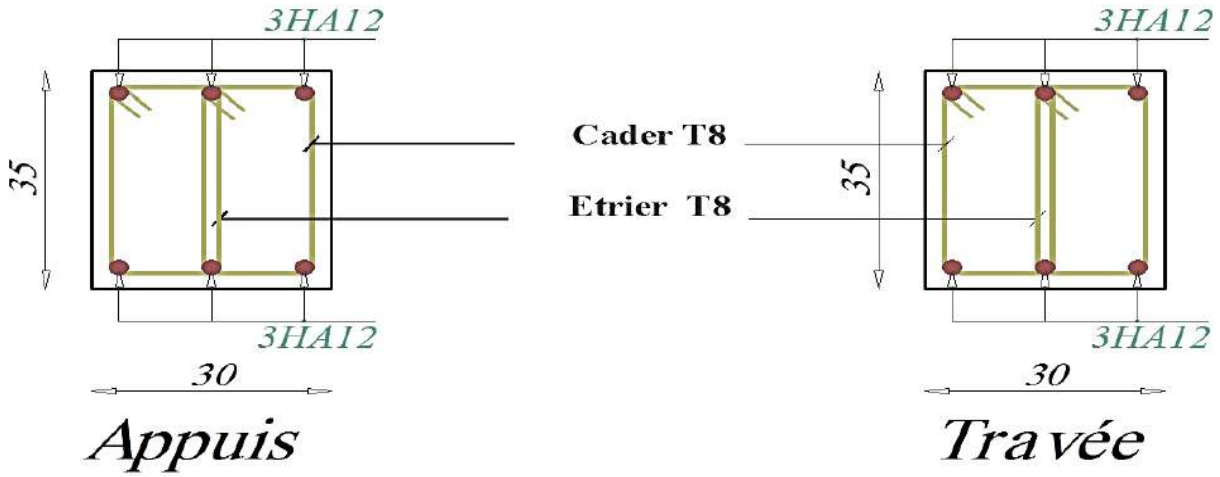


Figure 5.6 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaire de la terrasse, RDC, Etages

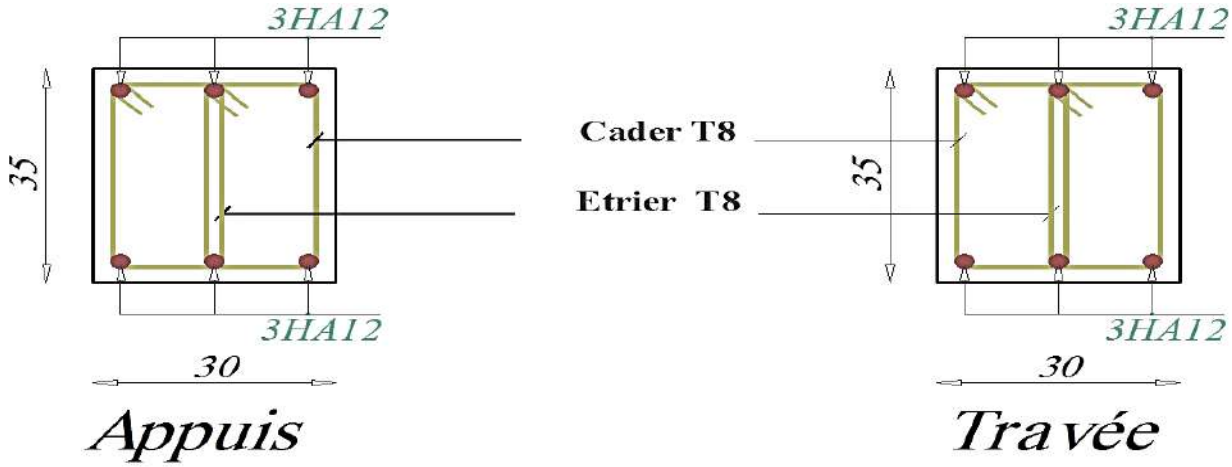


Figure 5.7 : Ferraillages des poutres secondaires rives de la terrasse, RDC et Etages.

V.2.2. Ferraillage des poteaux :

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 :

- D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :
  - (N_{max} ; M_{corr}).
  - (M_{max} ; N_{corr}).
  - (N_{min} ; M_{corr}).

V.2.2.1. 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 " tel que :

- $e = e_1 + e_2$
- $e_1 = \dfrac{M}{N + e_a}$
- $e_2 = \dfrac{3 l_f{}^2 (2 + \alpha.\varphi)}{10^4.h}$

Avec : $e_a = Max\left(2cm ; \dfrac{L}{250}\right)$

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

- 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, lié 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 de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.2.2.2. Recommandations des règlements :

- **Selon le RAP 99 version 2003 :**

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

Leur pourcentage est limité par :

- leur pourcentage minimal sera de : 0,9% en zone IIb
- $0.8\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ (Zone courante).
- $0.8\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ (Zone de recouvrement).

Le diamètre minium est de 12mm.

La langueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone II

La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II

- **Selon le CBA 93 :**

$$A = \min \begin{cases} 4\,cm^2\ pour\ 1m\ de\ largeur \\ 0.1\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 5\% \end{cases}$$

V.2.2.3. 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.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 5-11 : Ferraillage des poteaux du

Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	situation	As_1	As_2	sec	A_{min} (RPA)	A_{chiosi} (cm^2)	A_{final} (cm^2)
s.sol (55X55) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-2087.698	-41.685	-11.760	G+Q+EdX	13.1	13.1	SPC	27.22	27.22	4HA20 + 8HA16 = 28.65
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-1334.277	-110.41	-10.551	G+Q+EdX	11.1	11.1	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	926.655	-1.926	3.7701	0,8.G+Ed_X	9.5	5.7	SET			
s.sol (55X55)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-2560.252	-0.2202	1.5142	G+Q+EdX	16	16	SPC			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-1633.163	56.6287	7.7541	G+Q+EdX	11.6	11.6	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	622.973	4.425	8.6795	0,8.G+Ed_Y	9.5	5.7	SPC			
RDC (55X55) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-1599.009	3.4799	-56.527	G+Q+EdY	11.4	11.4	SPC	27.22	27.22	4HA20 + 8HA16 = 28.65
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-1466.316	-4.9443	-83.159	E.L.U	11.2	11.2	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	602.74	0.1714	5.513	0,8.G+Ed_Y	9.5	5.7	SET			
RDC (55X55)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-2148.907	-0.1235	2.1929	E.L.U	13.4	13.4	SPC			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-1133.572	-14.987	87.1723	G+Q+EdY	8.1	8.1	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	361.228	10.7961	9.8661	0,8.G+Ed_Y	6.5	5.7	SPC			
1 (50X50) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-1300.965	-33.534	-1.6218	E.L.U	8.1	8.1	SPC	22.5	22.5	12HA16 = 24.13
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-969.86	-3.9267	-70.959	G+Q+EdY	8	8	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	389.503	2.9395	2.6045	0,8.G+Ed_Y	7.8	4.7	SET			
1 (50X50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-1741.145	-0.282	4.2508	E.L.U	10.9	10.9	SPC			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-933.944	-2.909	104.806	G+Q+EdY	8.7	8.7	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	169.269	12.2297	8.301	0,8.G+Ed_Y	7.8	4.7	SPC			
2 rive (50X50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-1020.563	-2.1188	-46.562	E.L.U	7.7	7.7	SPC	22.5	22.5	12HA16 = 24.13
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-628.599	4.6026	89.3805	E.L.U	6.4	6.4	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	239.02	3.5178	2.2737	0,8.G+Ed_Y	7.8	7.8	SET			
2 (50X50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-1417.898	-0.177	23.4726	E.L.U	8.9	8.9	SPC			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-749.574	-0.6515	117.858	G+Q+EdY	7.9	7.9	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	46.355	17.3223	8.4844	0,8.G+Ed_Y	9.7	2.8	SPC			
3 rive (45X45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-738.256	-2.0601	-37.634	E.L.U	6.3	6.3	SPC	18.22	18.22	12HA14 = 18.47
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-464.745	3.9684	74.3052	G+Q+EdY	6.3	6.3	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	124.252	2.841	1.4997	0,8.G+Ed_Y	7.8	4.7	SET			
3 (45X45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-1095.1	0.1394	14.2884	E.L.U	6.8	6.8	SPC			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-568.962	3.5602	104.771	G+Q+EdY	6.8	6.8	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-13.381	14.7269	6.1636	0,8.G+Ed_Y	6.7	3.4	SPC			
4 rive (45X45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-468.306	1.459	20.9164	E.L.U	5.1	5.1	SPC	18.22	18.22	12HA14 = 18.47
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-299.17	4.4413	83.26	G+Q+EdY	4.6	5.5	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	69.406	9.4725	4.9414	0,8.G+Ed_Y	6.3	3.8	SET			
4 (45X45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-777.719	1.3261	15.9695	E.L.U	6.3	3.8	SPC			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-367.169	2.5122	108.913	G+Q+EdY	5.1	5.1	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	17.048	4.5548	11.0528	0,8.G+Ed_X	5	6.2	SPC			
5 rive (40X40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-231.71	-6.9063	10.0994	E.L.U	4.1	6	SPC	14.4	14.4	12HA12 = 15.21
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-189.405	13.4948	87.1568	E.L.U	5.1	5.1	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	63.423	7.659	3.8506	0,8.G+Ed_Y	5	3	SPC			
5 (40X40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-465.293	-21.037	11.4554	E.L.U	4	4	SPC			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-163.313	9.6986	60.2768	G+Q+EdY	3.2	4.8	SPC			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	12.225	3.6001	5.5551	0,8.G+Ed_X	4.2	3.8	SPC			

Tableau 5-12 : vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements

	$A_{choisis}$ ($A_{s1}+A_{s2}$) (cm^2)	A_{min} (CBA93) (cm^2)	A_{min} (RPA99) (cm^2)	Vérification
Poteaux 55X55	28.65	3.025	27.22	CV
Poteaux 50X50	24.13	2.50	22.5	CV
Poteaux 45X45	18.47	2.025	18.22	CV
Poteaux 40X40	15.21	1.60	14.4	CV

V.2.2.4. **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

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 : $\overline{\sigma}_b = 15\,\mathrm{MPa}$

La fissuration est considérée :

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

Pas de vérification à faire.

Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,\mathrm{MPa}; 201.63\,\mathrm{MPa}\right] = 201{,}63\,\mathrm{MPa}.$$

Tableau 5-13 : vérification des poteaux à l'ELS du Bloc

Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	situation	A_l	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	vérification
s.sol (55X55) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-1284.6	1.3953	-20.45	G+Q	28.65	3.5	55.8	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-1213.8	0.7411	46.91	G+Q		3.5	52.7	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-429.82	-0.444	-24.57	G+Q		1.2	18..7	cv
s.sol (55X55)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-1840.1	0.3189	2.086	G+Q		5.3	79.9	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-1758.1	-23.11	-13.77	G+Q		5.1	76.4	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-750.09	4.4904	-3.206	G+Q		2.2	32.6	cv
RDC (55X55) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-1130.6	1.28	-30.71	G+Q		3.3	49.1	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-1043.5	-2.415	-49.22	G+Q		3	45.3	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-321.18	0.474	-26.65	G+Q		0.9	13.9	cv
RDC (55X55)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-1543.8	0.0858	1.807	G+Q		4.5	67.9	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-1221.9	-33.56	24.75	G+Q		3.5	53.1	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-547.89	7.0473	1.01	G+Q		1.6	23.6	cv
1 (50X50) rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-927.94	-0.828	-28.71	G+Q	24.13	3.3	49.6	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-842.52	5.3102	60.17	G+Q		3	45	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-259.94	1.0261	-32.91	G+Q		0.9	13.9	cv
1 (50X50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-1254.7	0.031	4.276	G+Q		4.5	67.1	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-1001.0	-31.50	30.85	G+Q		3.6	53.6	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{co}$	-449.38	11.037	-0.043	G+Q		1.6	24	cv
2 rive (50X50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-726.88	-0.879	-26.23	G+Q		2.6	38.9	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	-663.64	5.6509	49.87	G+Q		2.4	35.5	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-179.15	0.9251	-28.03	G+Q		1.5	37.2	cv
2 (50X50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-1022.1	0.0788	14.52	G+Q		0.6	9.6	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-786.62	-22.86	29.53	G+Q		3.6	54.6	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-310.63	10.340	2.145	G+Q		2.8	42.1	cv
3 rive (45X45)	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	-528.27	-1.439	-32.15	G+Q	18.47	1.1	46.6	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-485.55	8.221	61.55	G+Q		2.3	34.4	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-127.98	1.31	-35.07	G+Q		2.1	31.6	cv
3 (45X45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-793.76	0.3235	13.33	G+Q		0.6	8.3	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-580.80	-23.24	29.71	G+Q		3.4	51.4	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-235.22	13.585	0.138	G+Q		2.5	37.8	cv
4 rive (45X45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-335.18	-0.435	-43.71	G+Q		1	15.3	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-321.84	0.5247	46.21	G+Q		1.5	21.8	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-67.027	0.6681	-25.50	G+Q		1.4	2.1	cv
4 (45X45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-565.36	0.8212	9.61	G+Q		0.3	4.4	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-378.78	-14.62	27.45	G+Q		2.5	36.8	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-139.23	10.633	2.613	G+Q		1.6	24.7	cv
5 rive (40X40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-168.89	-5.271	8.831	G+Q	15.21	0.6	9.1	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-139.21	9.9527	67.97	G+Q		0.9	13.5	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-9.24	7.6887	1.074	G+Q		0.1	0.8	cv
5 (40X40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-340.55	1.4805	12.94	G+Q		1.9	28.3	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-185.87	8.7255	24.33	G+Q		1	15.5	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-70.188	-0.340	0.639	G+Q		0.4	5.8	cv

V.2.2.5. Justification des poteaux vis-à-vis l'effort tranchant :

- **Justification de la contrainte du cisaillement :**

Le calcul de la contrainte du 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, il est donné par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Selon le RPA99 La contrainte de cisaillement dans le béton a la valeur suivante :

$$\overline{\tau_b} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ l'élancement \quad \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ l'élancement \quad \lambda \leq 5 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: Elancement mécanique

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

L_f : Langueur de flambement

A : Section du poteau

I : Moment d'inertie du poteau.

- **Selon le CBA 93 la contrainte admissible de cisaillement est égale à :**

Si la fissuration est peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau_u} = 4.34 \text{ MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau_u} = 3.26 \text{ MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Le calcul et la vérification sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 5-14 : vérification des contraintes de cisaillement du Bloc

Niveau	Section	T_{umax}(kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ	Situation	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
S.sol et RDC	55X55	145.024	0.47	10.70	0.075	ACC	1.875	3.26	CV
1 et 2	50X50	69.607	0.27	11.77	0.075	ACC	1.875	3.26	CV
3 et 4	45X45	56.771	0.28	13.08	0.075	ACC	1.875	3.26	CV
5	40X40	29.472	0.18	14.72	0.075	ACC	1.875	3.26	CV

V.2.2.6. Armatures transversales :

D'après le RPA 99 version 2003 Art. 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . t \ . T_u}{h_I . f_e}$$

- T_u : l'effort tranchant de calcul.
- h_I : hauteur totale de la section brute.
- t : espacement des armatures transversales

$$t \leq \begin{cases} 10cm & (ZN) \\ (b_1/2, h_1/2, 10\phi_l) & (ZC) \end{cases}$$

- ϕ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.
- ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

ρ_a = 2.5 si $\lambda \geq 5$

ρ_a = 3.75 si $\lambda \leq 5$

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

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{Si} \quad \lambda \geq 5 \\ \text{interpoler entre les valeures limites } (0.3 \text{ et } 0.8)\% & \text{Si } 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Tableau 5-15 : Choix des armatures transversales est leur espacement du bloc

Niveau	Section	Tu (kN)	T (cm)	λ	Zone	T (cm)	$A_{t\ (calcul)}$ (cm^2)	A_{tmin}(cm^2)	$A_{t\ choisie}$
S.sol et RDC	55X55	145.024	10	10.70	ZN	10	3.14	1.51	**4 HA 10**
					ZC	15	3.14	1.81	**4 HA 10**
1 et 2	50X50	69.607	10	11.77	ZN	10	2.01	0.696	**4 HA 8**
					ZC	15	2.01	0.83	**4 HA 8**
3 et 4	45X45	56.771	10	13.08	ZN	10	2.01	0.55	**4 HA 8**
					ZC	15	2.01	0.66	**4 HA 8**
5	40X40	29.472	10	14.72	ZN	10	2.01	0.395	**4 HA 8**
					ZC	15	2.01	0.47	**4 HA 8**

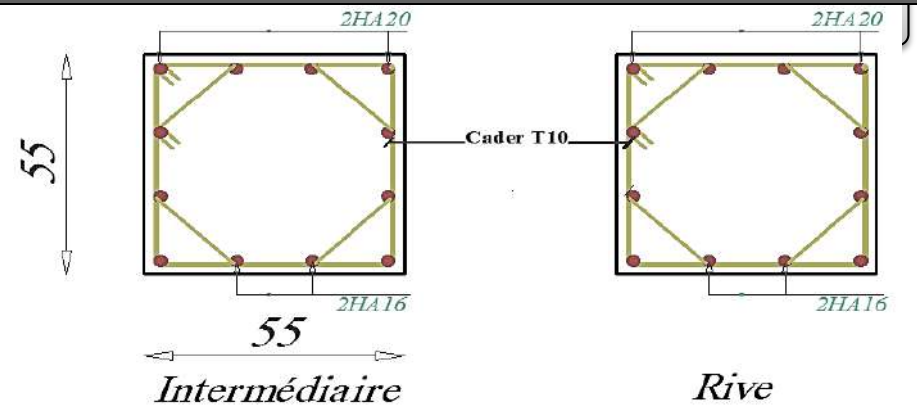


Figure 5-8 : Ferraillage des poteaux du sous- sol et RDC

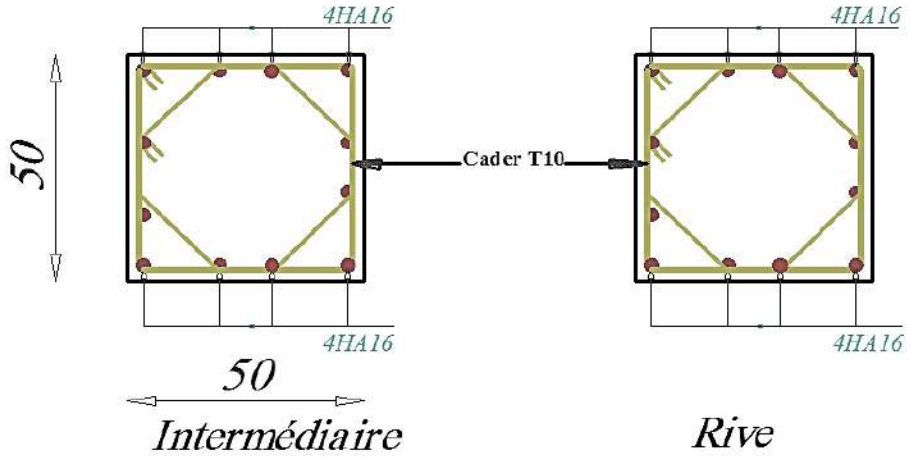


Figure 5-9 : Ferraillage des poteaux de 1 $_{er}$ et 2$_{eme}$ étage

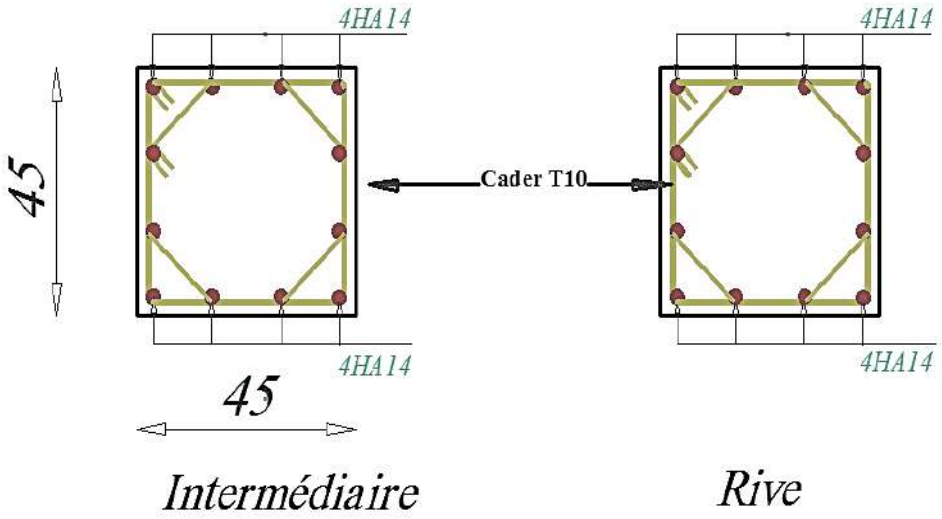


Figure 5-10 : Ferraillage des poteaux de 3_{eme} et 4_{eme} étage

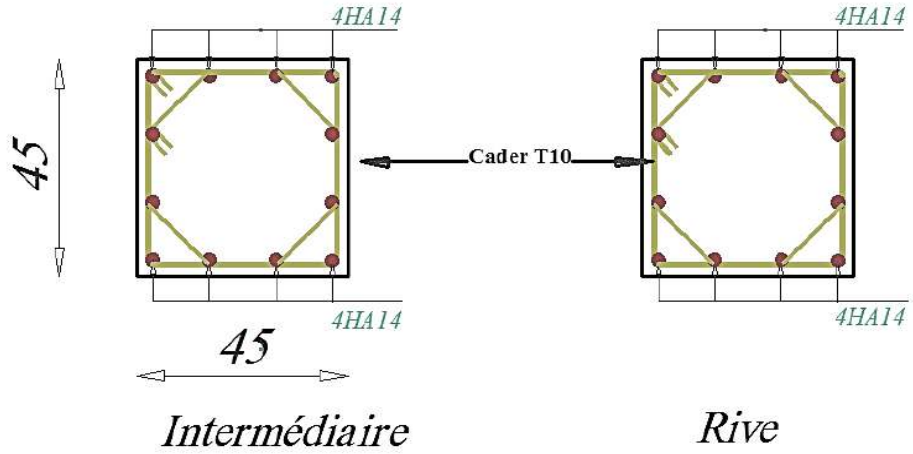


Figure 5-11 : Ferraillage des poteaux de 5_{eme}

V.2. 3. Ferraillage des voiles :

V.2.3.1. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.2.3.2.Voiles avec files d'ouvertures :

V.2.3.2.a. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.2.3.2.b. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- Des aciers transversaux " A_t ".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau)

V.2.3.3. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v$$

- S : section transversale du voile : S = a .L
- I : moment d'inertie : $I = \frac{a.h^3}{12}$
- L : la largeur du voile.
- a : épaisseur du voile.
- v : distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles :

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée.

- ✓ $A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$
- ✓ $F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2}$ (Force de traction)
- ✓ $L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L$ (La longueur tendue)

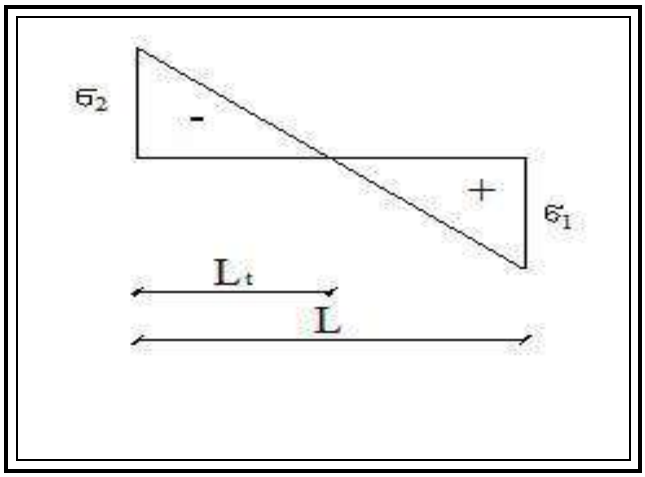


Figure 5-12 : diagramme des contraintes (SPC)

b. Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule :

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$

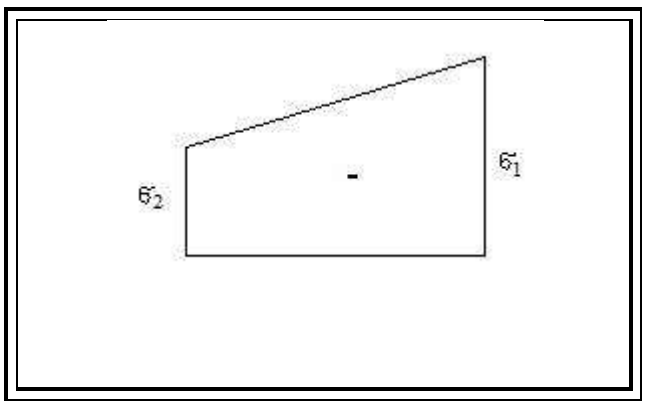


Figure 5-13 : Diagramme des contraintes (SET)

c. Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement : [3]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

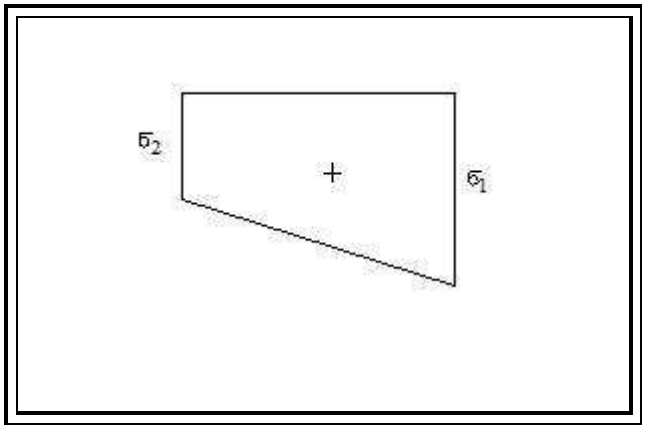


Figure 5-14 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.2.3.4. Recommandations réglementaires :

V.2.3.4.a. Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- **Selon le CBA 93 :**
  - $0{,}1\% \le \dfrac{2xA_v}{a.b} \le 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue
  - Condition de non fragilité

- **Selon le RPA 99(V2003) :**

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

$A_{ver} = 0.15\%B$ Dans la section globale du voile.

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

Avec :

- B: section du voile.
- a: épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

V.2.3.4.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 : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales :

- $S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$
- $S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$
- $S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$
- $\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.
- $\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

  - τ_b : contrainte de cisaillement.
  - $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
  - A_h: section d'armatures horizontales.
  - d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003) :**

- $\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$
- $S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$
- $S_h \leq \min[1.5a ; 30cm]$

V.2.3.4.c. Armatures transversales :

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

V.2.3.5. Recommandations pour les voiles et les trumeaux : (RPA 99 et CBA 93)

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.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;\,30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

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.

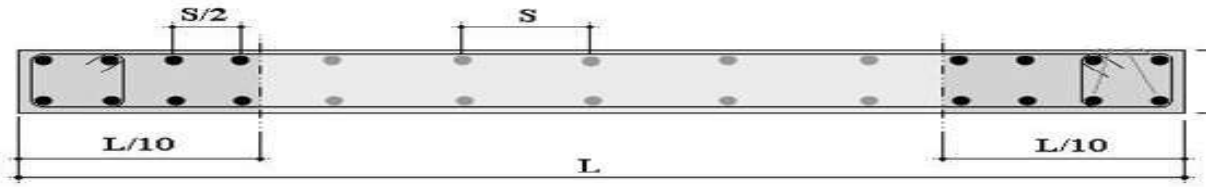


Figure 5-15 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.2.3.6. les voiles pleins :

V.2.3.6.1.les armatures verticale :

- ✓ **Détermination des armatures de résistance :**

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-16 : calcul des armateurs verticaux

	Niveau	voile	S	N	M	site	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
(x)	s.sol	V_{123}	18X345	1569.70	3231.94	ACC	11.58	-6.53	SPC	14.5	9.31	6.21	22	**2x(16HA12) =2x18.10**
	RDC	V_{123}	18X345	1365.42	2349.24	ACC	8.77	-4.38	SPC	14.5	9.31	6.21	22	**(2x16HA12) =2x18.10**
	1ere	V_{123}	18X350	1231.22	1761.10	ACC	6.75	-2.83	SPC	14.2	9.45	6.30	22	**(2x16HA12) =2x18.1**
	2eme	V_{123}	18X350	977.87	1029.93	ACC	4.35	-1.25	SPC	14.7	9.45	6.30	22	**(2x16HA12) =2x18.1**
	3eme	V_{123}	18X355	783.06	561.45	ACC	2.71	-0.26	SPC	14.9	9.58	6.39	22	**(2x16HA12) =2x18.1**
	4eme	V_{123}	18X355	514.34	381.60	ACC	1.81	-0.21	SPC	14.9	9.58	6.39	22	**2X(16HA12) =2x18.1**
	5eme	V_{123}	18X360	269.71	286.31	ACC	1.15	-0.32	SPC	15.1	9.72	648	22	**2X(16HA12) =2x18.1**
(Y)	s.sol	V_4	18X480	1816.73	4753.25	ACC	8.98	-4.47	SPC	19.9	12.96	8.64	27	**2x(18HA14) =2x27.7**
	RDC	V_4	18X480	1590.92	3338.98	ACC	6.67	-2.99	SPC	19.9	12.96	8.64	27	**2x(18HA14) =2x27.7**
	1ere	V_4	18X485	1429.39	2515.51	ACC	5.52	-1.92	SPC	20.1	10.39	8.73	27	**2x(18HA14) =2x27.7**
	2eme	V_4	18X485	1148.29	1612.58	ACC	3.6	-0.96	SPC	20.1	10.39	8.73	27	**2x(18HA14) =2x27.7**
	3eme	V_4	18X490	917.70	1083.92	ACC	2.54	-0.46	SPC	20.3	10.53	8.82	27	**2x(18HA14) =2x27.7**
	4eme	V_4	18X490	607.77	491.64	ACC	1.37	-0.006	SPC	20.3	10.53	8.82	27	**2x(18HA14) =2x27.7**
	5eme	V_4	18X495	315.50	200.22	ACC	0.62	-0.081	SPC	20.5	13.36	8.91	27	**2x(18HA14) =2x27.7**

Tableau 5-17 **:** vérification selon les règlements

	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min} **(CBA93)**(cm^2)	A_{min} **(RPA99)**(cm^2)	**vérification**
Voiles 1,2et3	18.1	9.72	9.72	CV
Voile 4	27.7	8.91	13.36	CV

- **Vérification à E.L.S :**

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

  et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-18 : vérification des armatures a ELS des voiles

	niveau	voile	S	N	M	site	A_{adop}	σ_b	σ_s	$verification$
(x)	s.sol	V_{123}	18X345	2024.62	46.35	SER	15.83	3.1	47	CV
	RDC	V_{123}	18X345	1752.86	79.77	SER	15.83	2.8	42	CV
	1ere	V_{123}	18X350	1575.76	58.33	SER	15.83	2.4	36.4	CV
	2eme	V_{123}	18X350	1252.76	44.54	SER	15.83	1.9	29.2	CV
	3eme	V_{123}	18X355	1005.59	32.51	SER	15.83	1.5	23	CV
	4eme	V_{123}	18X355	658.15	4.01	SER	15.83	1	14.5	CV
	5eme	V_{123}	18X360	335.73	-51.31	SER	15.83	0.6	8.9	CV
(Y)	s.sol	V_4	18X480	2502.84	-191.47	SER	21.55	3.9	58.9	CV
	RDC	V_4	18X480	2176.36	-337.49	SER	21.55	2.8	42	CV
	1ere	V_4	18X485	1941.76	-390.07	SER	21.55	2.5	37.8	CV
	2eme	V_4	18X485	1550.51	-372.58	SER	21.55	2.1	31.2	CV
	3eme	V_4	18X490	1230.45	-340.91	SER	21.55	1.7	25.6	CV
	4eme	V_4	18X490	802.82	-280.24	SER	21.55	1.2	17.5	CV
	5eme	V_4	18X495	393.59	-140.79	SER	21.55	0.6	8.5	CV

V.2.3.6.2.Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau 5-19 : calcul des armateurs horizontaux

	niveau	voile	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A final
(x)	s.sol	V_{123}	18	310	810.37	1.45	3.33	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	RDC	V_{123}	18	310	698.01	1.25	3.33	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	1ere	V_{123}	18	310	607.13	1.08	3.33	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	2eme	V_{123}	18	310	463.21	0.83	3.33	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	3eme	V_{123}	18	310	341.34	0.61	3.33	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	4eme	V_{123}	18	310	179.01	0.32	3.33	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	5eme	V_{123}	18	310	86.36	0.15	3.33	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
(Y)	s.sol	V_4	18	310	1005.99	1.80	3.33	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	RDC	V_4	18	310	868.08	1.55	3.33	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	1ere	V_4	18	310	765.25	1.37	3.33	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	2eme	V_4	18	310	611.86	1.09	3.33	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	3eme	V_4	18	310	532.52	0.95	3.33	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	4eme	V_4	18	310	371.43	0.66	3.33	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	5eme	V_4	18	310	236.33	0.42	3.33	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78

V.2.3.6.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt est tel que $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_v}{3}$, $\varnothing_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

Tableau 5-20 : diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales $\varnothing_v$	Epingles Øt
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

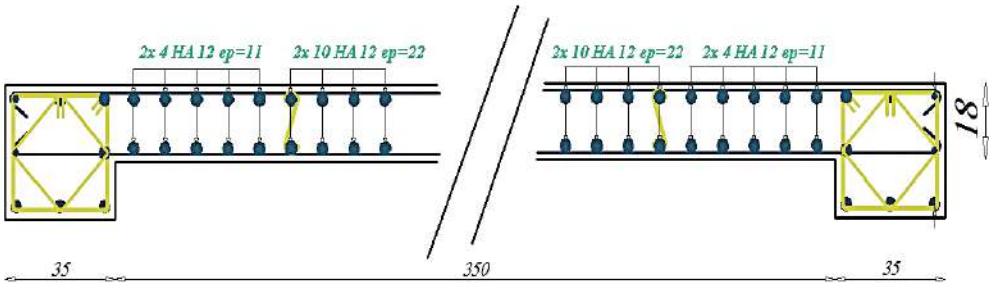


Figure 5-16 : disposition des armatures dans les voiles V_{123} épaisseur

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

V.2.3.7. Les voiles avec ouverture :

V.2.3.7.1. Les trumeaux :

a) Les armatures verticales :

Tableau 5-21 : calcul des armateurs verticaux

	niveau	voile	S	N	M	sit	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
(Y)	S.Sol	V_1	18X155	640.02	438.77	ACC	8.38	-3.79	SPC	14	4.18	2.79	27	2X(10HA14) =15.39
	RDC	V_1	18X155	563.88	367.46	ACC	7.11	-3.08	SPC	14	4.18	2.79	27	2X(10HA14) =15.39
	1ere	V_1	18X155	478.49	330.17	ACC	6.29	-2.86	SPC	14	4.18	2.79	27	2X(10HA14) =15.39
	2eme	V_1	18X155	370.08	267.17	ACC	5.03	-2.38	SPC	14	4.18	2.79	27	2X(10HA14) =15.39
	3eme	V_1	18X155	277.13	219.51	ACC	4.03	-2.05	SPC	14	4.18	2.79	27	2X(10HA14) =15.39
	4eme	V_1	18X155	172.36	144.54	ACC	2.62	-1.37	SPC	14	4.18	2.79	27	2X(10HA14) =15.39
	5eme	V_1	18X155	78.77	81.35	ACC	1.41	-0.86	SPC	14	4.18	2.79	27	2X(10HA14) =15.39

➢ **Vérification à E.L.S :**

Tableau 5-22 : vérification des armatures a ELS des voiles

	niveau	voile	S	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	verification
(Y)	S.Sol	V_1	18X155	422.71	74.04	SER	15.39	2	29.7	CV
	RDC	V_1	18X155	378.22	79.48	SER	15.39	1.9	28.4	CV
	1ere	V_1	18X155	331.35	74.29	SER	15.39	1.7	25.5	CV
	2eme	V_1	18X155	270.45	63.82	SER	15.39	1.4	21.2	CV
	3eme	V_1	18X155	211.84	60.01	SER	15.39	1.2	18	CV
	4eme	V_1	18X155	142.75	48.48	SER	15.39	0.9	13.2	CV
	5eme	V_1	18X155	71.42	50.28	SER	15.39	0.7	10.2	CV

➢ **Les armatures horizontales :**

Tableau 5-23 : calcul des armateurs horizontaux

	niveau	voile	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A_{final}
(Y)	S.Sol	V_1	18	310	193.17	0.34	5	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	RDC	V_1	18	310	148.74	0.26	5	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	1eme	V_1	18	310	132.97	0.23	5	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	2eme	V_1	18	310	108.98	0.19	5	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	3eme	V_1	18	310	84.73	0.15	5	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	4eme	V_1	18	310	50.72	0.09	5	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78
	5eme	V_1	18	310	9.10	0.016	5	CV	10	23	11.16	2X(15HA10)	11.78

V.2.3.7.2. les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

➢ **Recommandations réglementaires**

❖ **Selon le CBA 93**

- Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99**

- Contrainte limite de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ [3]

Ou : $\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b_0 * d}$ avec $\bar{V}_u = 1.4 V_u$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

V_u : effort tranchant ultime.

- Ferraillage : on devra disposer :
  - Des aciers longitudinaux de flexion : A_l ;
  - Des aciers transversaux : A_t ;
  - Des aciers en partie courante : A_c.

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

- **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{f_e . Z} \quad \text{Avec} \quad Z = h - 2d' \quad \textbf{[3]}$$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$\boldsymbol{\lambda} = \frac{L}{H}$ { **λ**>1 (linteau longe) ; **λ** <1 (linteau court)

a. linteau long (**λ** >1)

On a : $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. linteau court (λ <1)

On doit avoir : $S_t \leq \dfrac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

$$T = \min\left(V_1, V_2\right) ; \; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; V_2 = 2Vu$$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \quad \text{Avec} \quad Z = h - 2d'$$

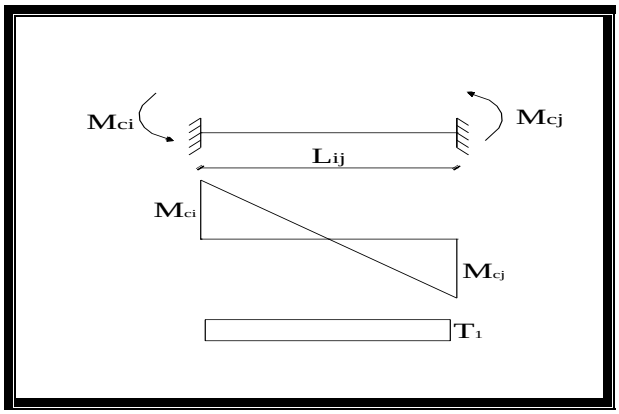


Figure 5-17 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas (τ_b > 0.06f_{28})

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha . f_e} \quad \text{Avec :} \; \operatorname{tg} \alpha = \frac{(h - 2d)}{L}$$

V = V_u (sans majoration

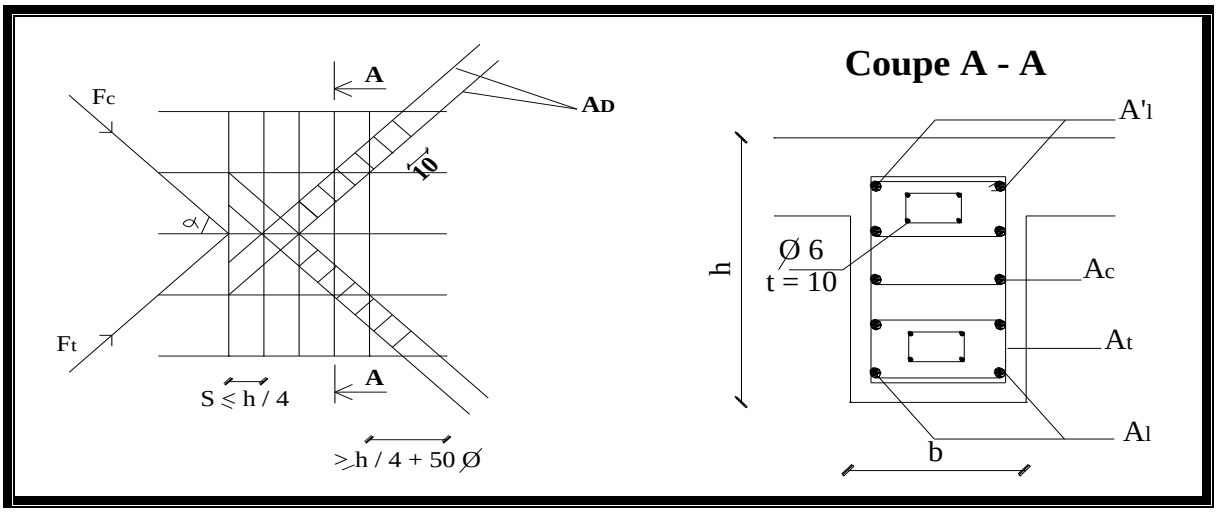


Figure 5-18 : Armatures du linteau selon le RPA

- **Ferraillage minimal :**

❖ **Selon le RPA 9**

on a :

- $A_l \geq 0.15\%\, b.h$
- $A_c \geq 0.2\%\, b.h$
- $\begin{cases} A_D = 0 & \text{Si } \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \\ A_D = 0.15\%\, b.h & \text{si } \tau_b > 0.06 f_{c28} \end{cases}$
- $\begin{cases} A_t \geq 0.15\%\, b.s & \text{si } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\%\, b.s & \text{Si } \tau_b > 0.025 f_{c28} \end{cases}$

V.2.3.7.3.Calcule de ferraillage :

Les résultats obtenus seront présentés au tableau suivant :

a) Les armateurs longitudinaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Les résulta obtenus seront présentés au tableau suivant :

Tableau 5-24 : Calcul de l'armature longitudinal

	h (cm)	e (cm)	L (cm)	T kN	τ Mpa	τ≤0.06xfc28	M	A_{cal}			A_{min}	A_{ado}		
								Ad	Al	Ac		Ad	Al	Ac
S.Sol RDC	200	18	120	558.90	2.42	Traction/ Compression	338.22	8.15	5.40	7.20	3.24	4 HA 14 +2HA12 =8.42	5 HA 12 =5.65	7 HA 12 =7.92
RDC 1ere	200	18	120	503.20	2.17	Traction/ Compression	295.53	7.34	5.40	7.20	3.24	4 HA 14 +2HA12 =8.42	5 HA 12 =5.65	7 HA 12 =7.92
1 ere 2 eme	200	18	120	444.94	1.92	Traction/ Compression	275.65	6.49	5.40	7.20	3.24	4HA14 =6.16	5 HA 12 =5.65	7 HA 12 =7.92
2 eme 3 eme	200	18	120	348.36	1.51	Traction/ Compression	204.96	5.08	5.40	7.20	3.24	4HA14 =6.16	5 HA 12 =5.65	7 HA 12 =7.92
3 eme 4 eme	200	18	120	251.81	1.09	Flexion simple	153.81	/	2.76	/	3.24	/	3 HA 12 =3.39	/
4 eme 5 eme	200	18	120	122.43	0.53	Flexion simple	71.93	/	1.29	/	3.24	/	3 HA 12 =3.39	/

b) Ferraillage des armatures transversales :

Apres la vérification on a trouvé qu'on a des linteaux courts

Tableau 5-25 : Calcul de l'armature transversal

	S (cm²)	Vu	λ	s (cm)	At	At_{min} RPA	Ac
S.Sol/ RDC	18*200	558.90	0.06	15	0.68	7.20	8 HA 12 =9.05
RDC /1ere	18*200	503.20	0.06	15	0.68	7.20	8 HA 12 =9.05
1 ere /2 eme	18*200	444.94	0.06	15	0.68	7.20	8 HA 12 =9.05
2 eme /3 eme	18*200	348.36	0.06	15	0.68	7.20	8 HA 12 =9.05
3 eme /4 eme	18*200	251.81	0.06	15	1.58	7.20	8 HA 12 =9.05
4 eme /5 eme	18*200	122.43	0.06	15	1.58	7.20	8 HA 12 =9.05

Table des matières

V.1. Introduction : 143
V.2. Ferraillage des éléments résistant de Bloc : 143
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres : 143
V.2.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales : 144
V.2.1.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 146
V.2.1.3. Calcul des armatures transversales des poutres : 146
V.2.1.4. Vérification de la flèche des poutres *:* 148
V.2.2. Ferraillage des poteaux : 151
V.2.2.1. Etat limite ultime de stabilité de forme : 151
V.2.2.2. Recommandations des règlements : 152
V.2.2.3. Détermination des sections d'acier : 152
V.2.2.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S : 154
V.2.2.6. Justification des poteaux vis-à-vis l'effort tranchant : 156
V.2.2.7. Armatures transversales : 157
V.2. 3. Ferraillage des voiles : 159
V.2.3.1. Les voiles pleins : 159
V.2.3.2.Voiles avec files d'ouvertures : 160

V.2.3.2.a. Les trumeaux : 160
V.2.3.2.b. Les linteaux : 160
V.2.3.3. Méthode de calcul : 160
V.2.3.4. Recommandations réglementaires : 162
V.2.3.4.a. Armatures verticales : 162
V.2.3.4.b. Armatures horizontales : 163
V.2.3.4.c. Armatures transversales : 164
V.2.3.5. Recommandations pour les voiles et les trumeaux : (RPA 99 et CBA 93) 164
V.2.3.6.2.Calcul des armateurs horizontaux 167
V.2.3.6.3. Armatures transversales : 167
V.2.3.7. Les voile avec ouverture : 168
V.2.3.7.1. Les trumeaux : 168
a) Les armatures verticales 168
V.2.3.7.2. les linteaux : 169
V.2.3.7.3.Calcule de ferraillage : 172
a) Les armateurs longitudinaux : 172
b) Ferraillage des armatures transversales : 173

Table des matières

Tableau 5-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales du bloc 144
Tableau 5-2 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements 144
Tableau 5-3 **:** Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales bloc 145
Tableau 5-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires du bloc 146
Tableau 5-5 **:** Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires bloc 146
Tableau 5-6 **:** Calcul de τ_u 146
Tableau 5-7 **:** Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales du bloc 147
Tableau 5-8 **:** Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires du bloc 147
Tableau 5-9 **:** Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires bloc 148
Tableau 5-10 : vérification de la fléché des poutres du bloc 148
Tableau 5-11 : Ferraillage des poteaux du Bloc 153
Tableau 5-12 : vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements 154

Tableau 5-14 : vérification des contraintes de cisaillement du Bloc 157

Tableau 5-15 : Choix des armatures transversales est leur espacement du bloc 157

Tableau 5-16 : calcul des armateurs verticaux 165

Tableau 5-17 **:** vérification selon les règlements 165

Tableau 5-18 : vérification des armatures a ELS des voiles 166

Tableau 5-19 : calcul des armateurs horizontaux 167

Tableau 5-20 : diamètre des armateurs transversaux 167

Tableau 5-21 : calcul des armateurs verticaux 168

Tableau 5-22 : vérification des armatures a ELS des voiles 169

Tableau 5-23 : calcul des armateurs horizontaux 169

Tableau 5-24 : Calcul de l'armature longitudinal 173

Tableau 5-25 : Calcul de l'armature transversal 173

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-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.

a) Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Donc le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères suivants :

- Les charges et surcharges transmises par la structure.
- La capacité portante du sol.
- La distance entre les axes des poteaux.

- Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

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

b) Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.00 bar** pour une profondeur de **1.5 m** par rapport au niveau fini du terrain d'assise après les travaux de terrassement effectués, selon le rapport de sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui vérifie.

VI.2. Calcul des fondations :

VI.2. 1. Calcul des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s\,max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation ($A \times B$).

N : Effort normal appliqué sur la fondation (ELS).

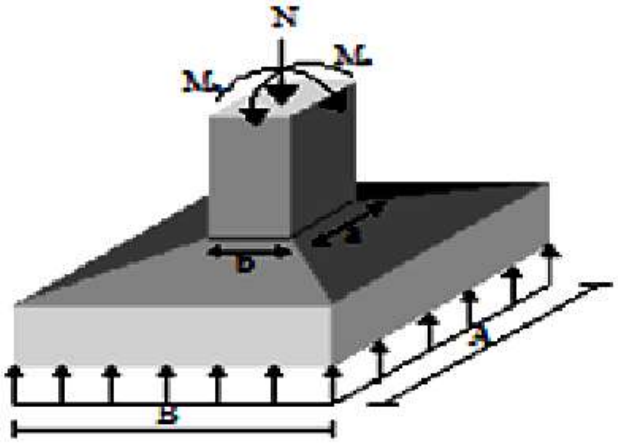


Figure 6.1.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

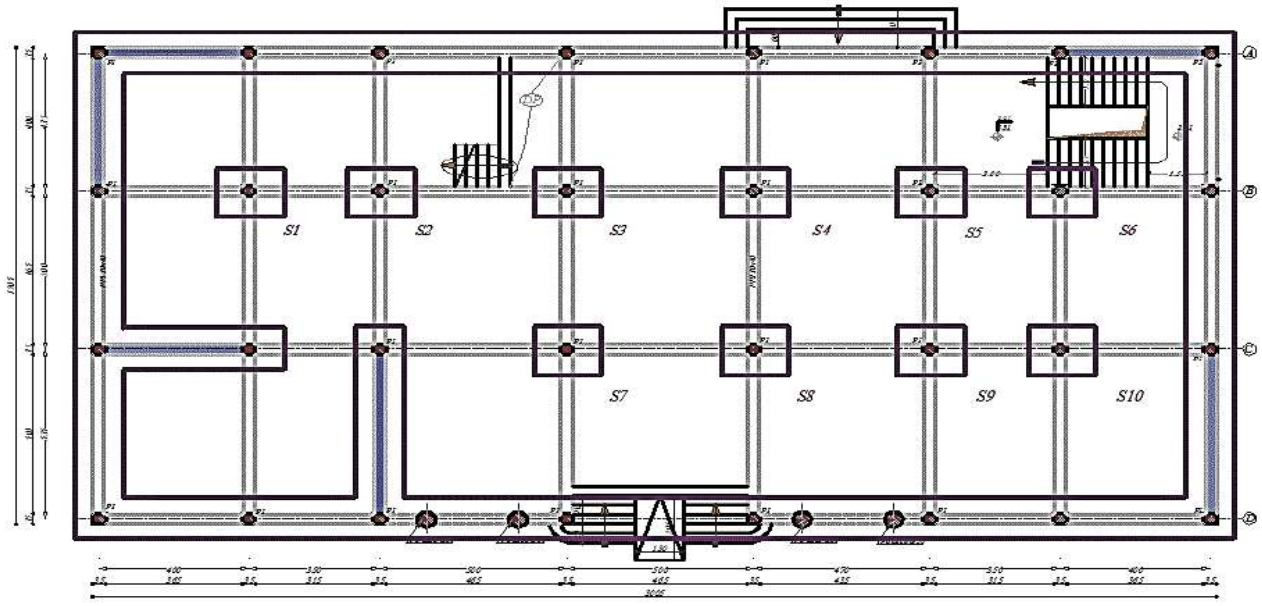


Figure 6.2.Disposition des semelles isolées

Tableau 6-1 : dimensionnement de la section des semelles isolées du bloc

Semelle	Combinaison	N (kN)	A	B	σ_{cal}	$\sigma_{sol(MPA)}$	H(m)	$A_{adop(m)}$	$B_{adop(m)}$
1	G+Q	1258.92	2.50	2.50	0.192	0.2	0.6	2.8	2.8
2	G+Q	1455.96	2.75	2.75	0.198		0.6	3.0	3.0
3	G+Q	1789.89	3.00	3.00	0.191		0.7	3.4	3.4
4	G+Q	1654.70	3.00	3.00	0.191		0.7	3.4	3.4
5	G+Q	1507.62	2.75	2.75	0.199		0.6	3.0	3.0
6	G+Q	1160.73	2.50	2.50	0.192		0.6	2.8	2.8
7	G+Q	1813.85	3.00	3.00	0.191		0.7	3.4	3.4
8	G+Q	1832.40	3.00	3.00	0.191		0.7	3.4	3.4
9	G+Q	1698.08	3.00	3.00	0.191		0.7	3.4	3.4
10	G+Q	1469.71	2.75	2.75	0.199		0.6	3.0	3.0

Tableau 6-2 : dimensionnement final de la section des semelles isolées du bloc

	A_{max}	B_{max}
semelle isolée S1	2.8	2.8
semelle isolée S2	3.0	3.0
semelle isolée S3	3.4	3.4

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

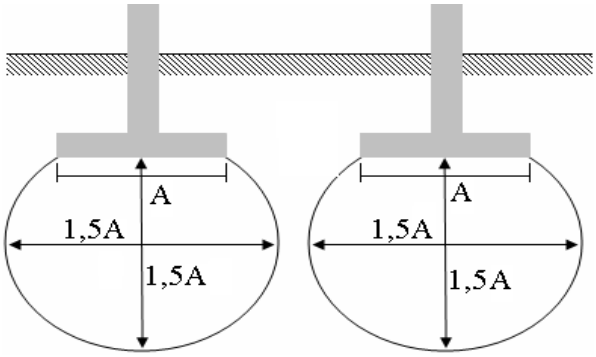


Figure 6-4 : Les bulles de pression

Pour cela on doit procéder aux vérifications suivantes :

Chevauchement entre semelles isolées :L≥ $\frac{c_1+c_2}{2}$x1.5

Ou

L : distance entre deux semelles

C : largeur de la semelle

VI.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles isolées :

Tableau 6-3 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-x

	semelle	L (m)	C1	C2	1.5x(C1+C2)/2	L≥1.5x(C1+C2)/2
suivant X	S1-S2	3.5	2.8	3.0	4.35	**chevaucher**
	S2-S3	5	3.0	3.4	4.8	non
	S3-S3	5	3.4	3.4	4.5	non
	S2-S3	3.5	3.0	3.4	4.8	**chevaucher**
	S2-S3	4.9	3.0	3.4	4.8	non
	S3-S3	4.9	3.4	3.4	4.5	non

Tableau 6-4 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

	semelle	L (m)	C1	C2	1.5 x(C1+C2)/2	L≥1.5x(C1+C2)/2
suivant Y	S1-S2	5	2.8	3	4.35	non
	S3-S2	5	3.4	3	4.80	non
	S3-S3	5	3.4	3.4	5.10	chevaucher

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux ; on a conclu que les semelles isolées ainsi que filantes sous voiles et poteaux ne sont pas utiles dans notre cas car il existe un chevauchement entre les semelles.

VI.2.3. Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3. Calcul des semelles filantes :

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 ;
- Non poinçonnement.

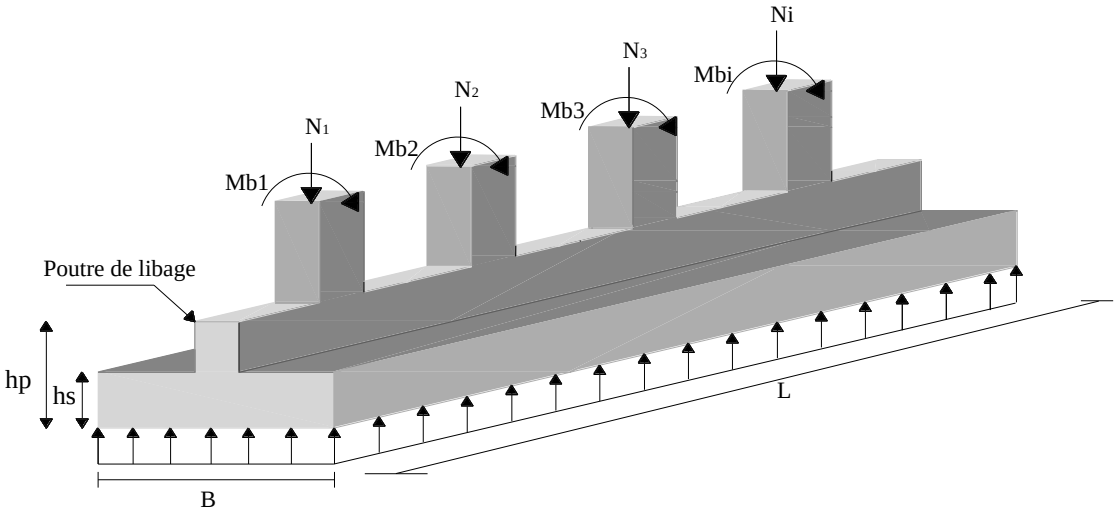


Figure 6.5 : Semelle filante sous poteaux

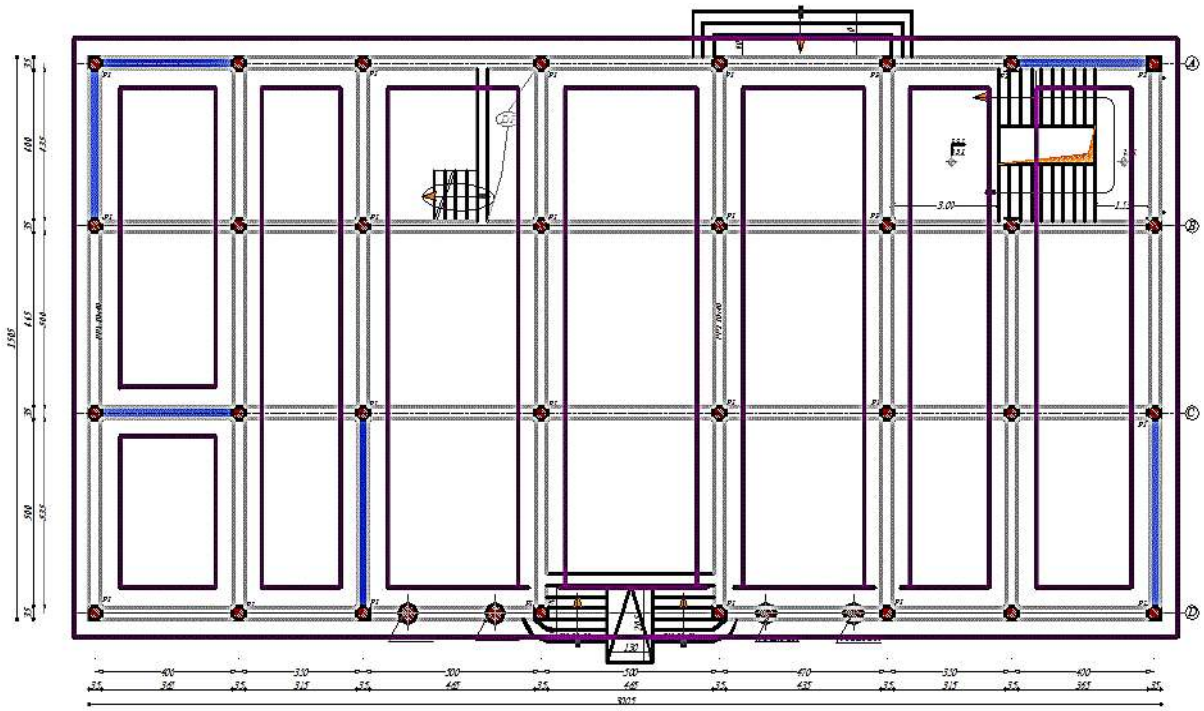


Figure 6-6 : Choix des semelles du bloc

VI.3.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés à :

- **A l'ELU ;**
- **A l'ELS.**

$$A = \frac{L_i + L_{i+1}}{2} + b$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

Pour avoir une répartition trapézoïdale de la charge de sol, il faut vérifier :

- ✓ $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{B}{6}$
- ✓ $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ où: $\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4}$

$$\sigma_1 = \left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{AxB} \quad \sigma_2 = \left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{AxB}$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{AxB}$$

$$\text{D'ou : } \sigma_m \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} AxB^2 - NB - 3e_0 N \geq 0$$

En résume les résultats dont les tableaux suivants :

Tableau 6-5 : dimensionnement de la section des semelles filantes suivant x

- **A l'ELS :**

Semelle	Combinaison	∑N (kN)	L(m)	B(m)	σ_{cal}	σ_{sol}	h	L_{adop}	B_{adop}
1	G+Q	11698.64	29.84	1.5	0.199	0.2	**0.5**	**31.84**	**1.90**
2	G+Q	10046.95	29.84	1.5	0.199		**0.5**	**31.84**	**1.60**

- **A l'ELU :**

Semelle	Combinaison	∑N (kN)	L(m)	B(m)	σ_{cal}	$^2*\sigma_{sol}$	h	L_{adop}	B_{adop}
1	1.35G+1.5Q	15035.976	29.84	1.5	0.394	0.4	**0.4**	**31.84**	**1.2**
2	1.35G+1.5Q	18914.654	29.84	1.6	0.396		**0.5**	**31.84**	**1.5**

Tableau 6-6 : dimensionnement de la section des semelles filantes suivant y

- **A l'ELS :**

Semelle	Combinaison	N (kN)	L(m)	B(m)	σ_{cal}	σ_{sol}	H(m)	L_{adop}	B_{adop}
1	G+Q	5053.049	14.64	1.4	0.195	0.2	**0.5**	**16.64**	**1.55**
2	G+Q	3265.017	14.64	1.2	0.196		**0.4**	**16.64**	**1.00**
3	G+Q	5730.818	14.64	1.5	0.197		**0.5**	**16.64**	**1.75**
4	G+Q	5065.059	14.64	1.4	0.197		**0.5**	**16.64**	**1.55**
5	G+Q	4888.107	14.64	1.4	0.196		**0.5**	**16.64**	**1.5**
6	G+Q	4607.493	14.64	1.2	0.198		**0.5**	**16.64**	**1.4**
7	G+Q	4055.317	14.64	1.2	0.195		**0.45**	**16.64**	**1.25**
8	G+Q	4910.252	14.64	1.4	0.197		**0.5**	**16.64**	**1.50**

- **A l'ELU :**

Semelle	Combinaison	N (kN)	L(m)	B(m)	σ_{cal}	$2x\,\sigma_{sol}$	h	L_{adop}	B_{adop}
1	1.35G+1.5Q	8681.301	14.64	1.55	0.386	0.4	**0.4**	**16.64**	**1.35**
2	1.35G+1.5Q	5125.118	14.64	1.0	0.385		**0.4**	**16.64**	**0.9**
3	1.35G+1.5Q	8155.807	14.64	1.75	0.392		**0.4**	**16.64**	**1.25**
4	1.35G+1.5Q	6414.167	14.64	1.55	0.385		**0.4**	**16.64**	**1.00**
5	1.35G+1.5Q	6208.307	14.64	1.5	0.373		**0.4**	**16.64**	**1.00**
6	1.35G+1.5Q	5842.842	14.64	1.4	0.390		**0.4**	**16.64**	**0.9**
7	1.35G+1.5Q	5503.212	14.64	1.25	0.367		**0.4**	**16.64**	**0.9**
8	1.35G+1.5Q	8641.891	14.64	1.50	0.386		**0.4**	**16.64**	**1.35**

Remarque :

Pour faciliter la réalisation des semelles filantes sous poteau et voile on adopte le même dimensionnement et le même ferraillage pour les autres semelles par l'effort le plus défavorable.

Tableau 6-7 : dimensionnement final semelles filantes suivant x

Semelle	Combinaison	L(m)	B(m)	H(m)
1	G+Q	**31.84**	**1.90**	**0.5**
2	G+Q	**31.84**	**1.60**	**0.5**

Tableau 6-8 : dimensionnement final semelles filantes suivant y

Semelle	Combinaison	L(m)	B(m)	H(m)
1	G+Q	**16.64**	1.80	**0.5**
2	G+Q	**16.64**	1.60	**0.5**
3	G+Q	**16.64**	1.50	**0.5**
4	G+Q	**16.64**	1.30	**0.45**
5	G+Q	**16.64**	1.00	**0.4**

- **Conclusion :**

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

VI.3.2. Ferraillage de semelle filante :

$$e_0 \leq \frac{B}{18} \text{.....(CV)}$$

Donc la méthode de bielle est applicable.

- **A l'ELU :**

On remplace la charge N par une charge fictive N′, avec :

$$N'_u = N_u\left(1+3\frac{e_0}{B}\right)$$

$$A_{1u} = \frac{N'_u(B-b)}{8 d_b \sigma_s}$$

Tableau 6-9 : vérification de chevauchement des semelles filantes du bloc

	semelle	**L=**	**C1**	**C2**	**L-[(C1+C2)/2] (cm)**	**L-[(C1+C2)/2]>50 (cm)**
suivant Y	2-5	3.97	1.60	1.00	267	CV
	5-1	3.5	1.00	1.80	210	CV
	1-2	5	1.80	1.60	330	CV
	2-3	5.00	1.60	1.50	345	CV
	3-3	4.9	1.50	1.50	340	CV
	3-4	3.5	1.50	1.30	210	CV
	4-3	3.97	1.30	1.50	257	CV

❖ **A l'ELS :**

$$N'_{ser} = N_{ser}\left(1+3\frac{e_0}{B}\right)$$

$$A_{ser} = \frac{N'_{ser}(B-b)}{8 d_b \sigma_s}$$

VI.3.2.1. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux :

a) Parallèlement à l'axe de longitudinal :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles l'ELU et l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Armatures de répartition : $A_{rép} = \frac{AxB}{4}$ **(m)**

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau 6- 10 .Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELS y

	N_{ser} (kN)	N'_{ser} (kN)	e_{0ELS}<A/18	Aa (cm^2)
SFSP2	5065.05	5207.50	**CV**	**4.32**
SFSP3	4888.10	5034.74	**CV**	**4.18**
SFSP4	4055.31	4195.68	**CV**	**3.90**
SFSP5	3265.01	3411.93	**CV**	**3.60**

Tableau 6.11 .ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELU y

	N_u (kN)	N'_u (kN)	e_{0ELU}<A/18	Aa (cm^2)
SFSP2	8681.30	8909.18	**CV**	**4.29**
SFSP3	8641.89	8883.86	**CV**	**4.28**
SFSP4	5503.21	5681.00	**CV**	**3.06**
SFSP5	5125.11	5340.36	**CV**	**3.27**

b) récapitulation :

Tableau 6.12 .Ferraillage final des semelles filantes S2, S3, S4etS5 et leur espacement

	Aa cm^2	Aa final (cm^2)	A_{rep} final (cm)	Sa (cm)	S rép(cm)
SFSP2	4.32	9HA12=10.18	8HA12=9.05	**11.1**	**10.5**
SFSP3	4.28	9HA12=10.18	8HA12=9.05	**11.1**	**10.5**
SFSP4	3.90	9HA12=10.18	4HA12=4.52	**11.1**	**9**
SFSP5	3.60	9HA12=10.18	4HA12=4.52	**11.1**	**9**

c) Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.2 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.8} = 42.85 \text{ cm}$$

Tableau 6 .13 .Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes S2, S3, S4 et

	B(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ B/4
SFSP2	1.6	40	42.85	**CV**
SFSP3	1.5	37.5	42.85	**CV**
SFSP4	1.3	32.5	42.85	**CV**
SFSP5	1	25	42.85	**CV**

d) Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

VI.3.2.2. Ferraillage des semelles filantes sous voiles :

a) Parallèlement à l'axe de longitudinal :

Tableau 6.14 .ferraillage des semelles filantes sous voile à l'ELS y

	N_{ser} (kN)	N'_{ser}(kN)	e_{0EIS}<A/18	Aa (cm^2)
SF1	5730.81	5874.08	CV	5.80
SF2	5053.04	5195.15	CV	4.71
SF3	8641.89	8901.14	CV	7.31

Tableau 6.15.ferraillage des semelles filantes sous voile a l'ELU y

	N_u (kN)	N'_u(kN)	e_{0EIU}<A/18	Aa (cm^2)
SF1	8155.80	8346.10	**CV**	**4.79**
SF2	8681.30	8909.18	**CV**	**4.29**
SF3	8641.89	8883.83	**CV**	**4.23**

Tableau 6.16.ferraillage des semelles filantes sous voile a l'ELS x

	N_{ser} (kN)	N'_{ser}(kN)	e_{0ELS}<A/18	A_a (cm^2)
SF1	11698.64	12437.50	**CV**	**6.94**
SF2	10046.95	10800.47	**CV**	**4.68**

Tableau 6.17.ferraillage des semelles filantes sous voile à l'ELU x

	N_u (kN)	N'_u(kN)	e_{0ELU}<A/18	Aa (cm^2)
SF1	15035.976	19546.76	**CV**	6.33
SF2	18914.654	25652.99	**CV**	6.46

Récapitulation :

Suivant Y :

Tableau 6.18.Ferraillage final des semelles filantes sous voile S1, S2, etS3 et leur espacement

	Aa cm^2	Aa final (cm^2)	A_{rep} final (cm)	Sa (cm)	S rep(cm)
SF1	5.80	9HA12=10.18	8HA12=9.05	**11.1**	**10.5**
SF2	4.71	9HA12=10.18	8HA12=9.05	**11.1**	**10.5**
SF3	7.31	9HA12=10.18	8HA12=9.05	**11.1**	**9**

Suivant X :

Tableau 6.19.Ferraillage final des semelles filantes sous voile S1 et S2 et leur espacement

	Aa cm^2	Aa final (cm^2)	A_{rep} final (cm)	Sa (cm)	S rép(cm)
SF1	6.94	9HA12=10.18	8HA12=9.05	**11.1**	**10.5**
SF2	6.64	9HA12=10.18	8HA12=9.05	**11.1**	**10.5**

VI.4. Ferraillage Longitudinalement : «La poutre de libage »

VI.4.a. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre tous les charges verticales et les moments de flexions. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E = 32164.19 MPa) ;
- L : La plus grande travée dans la fille (L = 5.32 m) ;
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3) ;
- I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b.h_p{}^3}{12} = 0.023 \ \text{m}^4$;
- hp : la hauteur de la poutre de libage) ;

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}} = 0{,}79 \text{ m} \quad \text{on adpote} \quad h_p = 80\text{cm}$$

Donc: $l_e = 3.40 \text{ m}$

$$L = \text{ m} < \frac{\pi}{2} l_e = 5.34 \text{ m} \qquad \text{(condition vérifie)}$$

Alors on a des poutres de libage de 55x80, noyée dans la semelle.

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui calcule par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- $\sum Ni$: La somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m^2).

Les valeurs de q sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 6-20 : Détermination des valeurs de q de la poutre de libage

	ΣNi (ELA) (kN)	ΣNi (ELS)(kN)	L (m)	q_u (KN /m²)	q_{ser} (KN /m²)
SF3	8155.89	4187.97	14.45	557.09	286.06

- **Calcul des moments :**

Tableau 6-21 : Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		ELS	
	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	M_t(KN.m)
PL3	1313.91	656.95	674.68	337.34

VI.4.b. Calcul des moments :

- Détermination des armatures longitudinales à l'ELA :

Calcul à l'ELU de résistance :

La poutre de libage travail en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau 6.22 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	Choix	montage
PL3	**Appui**	1313.91	72	58.55	**20HA20=62.83**	**4HA20=12.57**
	travée	656.95	72	26.36	**10HA20=31.42**	**4HA20=12.57**

VI.4.c. Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable : $[\sigma_b]$= 15MPa $[\sigma_s]$= 202MPa

Tableau 6.23 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]	σs (MPa)	σs ≤ [σs]
PL3	**Appui**	62.83	647.68	9.98	**CV**	135.81	**CV**
	Travée	31.42	337.34	11.24	**CV**	154.85	**CV**

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

VI.4.d. Armatures transversales :

$$T_u = \frac{q_u . l}{2} = 1392.72kN$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2\frac{f_{C28}}{\gamma_b};5MPa\right\} = \left\{0.2\times\frac{25}{1.5};5MPa\right\} = \min\{3.33;5MPa\} = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d} = \frac{1392.72}{550x775} = 3.31 \leq 3.33 \text{ cv}$$

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.33\,\text{mm}$$

$\Rightarrow \varphi_t = 10\,mm$ Alors en adopte **A = 6HA10 = 4.71 cm²**

- **Espacement [1]**

$$S_t \leq \min\left[20\text{cm};15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm};\ 30\text{cm}\right]$$

- **Zone nodale :**
  - A_t = 6T10.
  - S_t = 10cm.
- **Zone courante :**
  - A_t = 6T10.
  - S_t = 20cm.

VI.4.c. Armature de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

A_p=3*0.8 = 2.4 cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

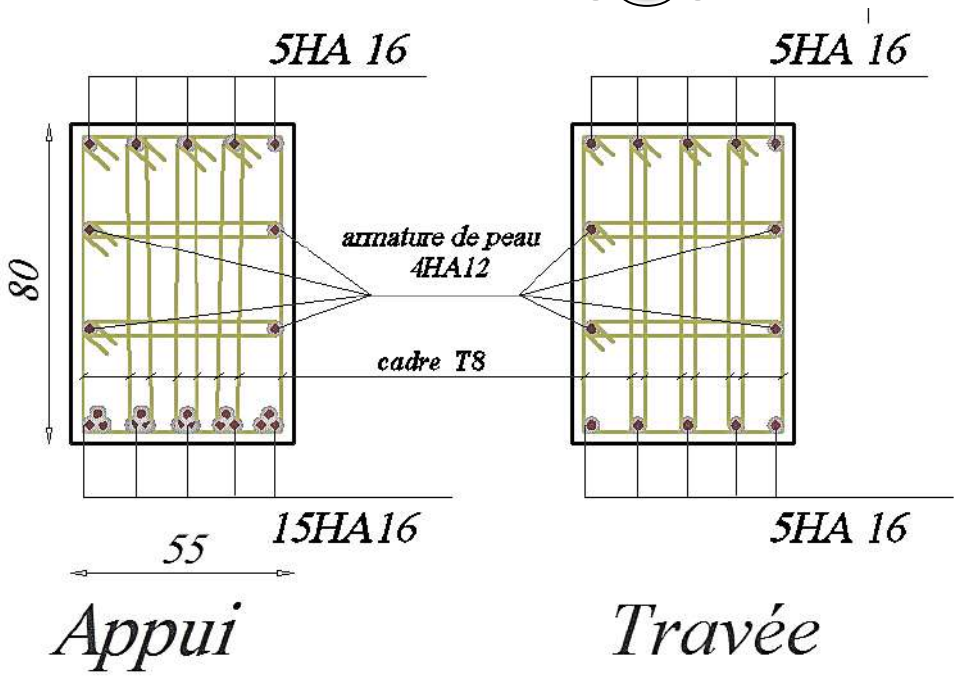


Figure 6.7. Disposition du ferraillage de la poutre de libage du bloc

VI.5. Etude du voile périphérique [1] ►► [Art 10.1.2] ◄◄ :

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations (les semelles) et le niveau de base.

VI.5.1. Evaluation des charges :

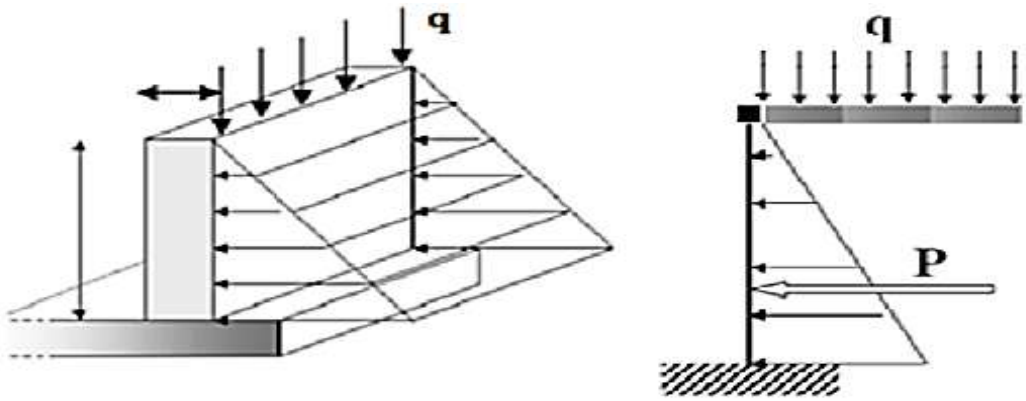


Figure 6.8 .schéma du chargement qui vient au voile périphérique

En Plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q=2.5kN/m² qui vient du parking.

a. charge permanente :

Nous avons pour notre bloc :

- un terrain plat ⇒β=0
- mur droit ⇒λ= 0
- le poids volumique du terrain : 18 .5 (kN/m^3)
- l'angle de frottement interne : ϕ 22°

D'après Rankine La poussée des terres P est égale :

$P=1/2\ (k_{\gamma a}.\gamma\ .h^2)$

$G= k_{\gamma a}\gamma.h$

Le coefficient de contrainte : $k_a=tg^2\ [\pi /4 - \phi/2]$

D'où : $k_{\gamma a}$ =0.455

Alors :

G= 0.455 * 18.5* 1.5=12.34kN/m²

b. charge d'exploitation :

Nous avons pour le bloc :

- $Q=k_q\ .q$
- $k_q= k_\gamma /\cos (\beta- \lambda)= 0.455$

Alors : Q= 0.455 x 2.5=1.14 kN/m²

C. Combinaisons d'actions :

Nous avons pour le bloc :

- ✓ $q_u=1.35G+1.5Q=18.37$ kN/m²
- ✓ $q_{ser}=G+Q=13.48$ kN/m²

Pour une bande de 1m :

- ✓ $q_u=18.37$kN/m
- ✓ $q_{ser}=13.48$kN/m

VI.5.2. Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation.

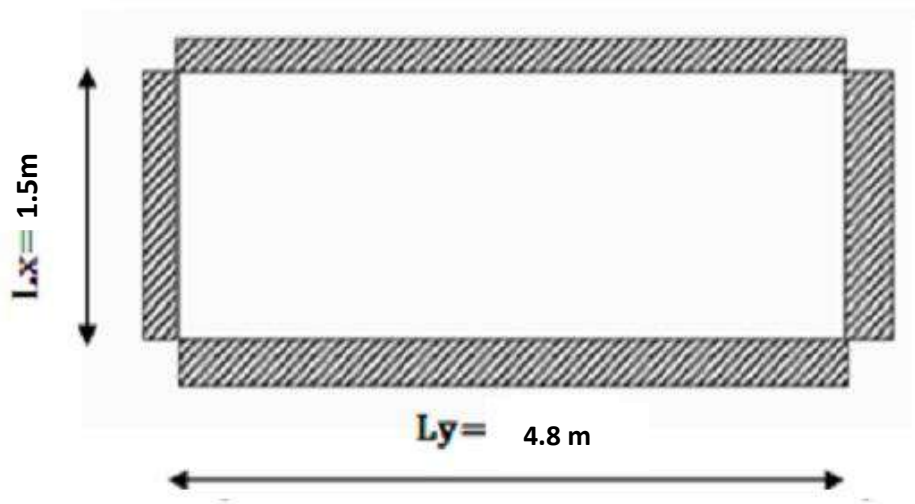


Figure 6.9. Schéma des dimensions du voile périphérique du bloc

✓ $\frac{1.5}{4.8} = 0.31 > 0.4$ ⇒ dalle travaillant suivant une seule direction.

En utilisant la méthode forfaitaire, on aura alors :

$M_o = q.lx^2/8$

$M_t = 0.8\ M_o$

$M_a = M_b = -0.5M_o$

a) Détermination des moments a l'ELU :

M_o=5.16 (kN.m)

M_t=4.13 (kN.m)

$M_a = M_b = -0.5M_o$=-2.58 (kN.m)

b) Détermination des moments a l'ELS :

M_o= 3.79 (kN.m)

M_t= 3.03 (kN.m)

$M_a = M_b = -0.5M_o$=- 1.90 (kN.m)

c) Détermination des armatures longitudinales l'ELU de résistance en flexion simple :

Vérification des contraints l'ELU :

Tableaux 6.24. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU du bloc

	Sens	M (kN.m)	d (cm)	A calcul (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	Amin/2 (cm²)	A calcul ≥Amin/2
Travée	X	4.13	15.5	2.54	12.96	6.35	C.N.V
Appuis	X	2.58	15.5	1.53	12.96	6.35	C.N.V

	Sens	$A_{final/2}$(cm²)	A_{final} (cm²)
Travée	**X**	(9HA14)=13.85	2x (18HA14)=2x27.7
Appuis	**X**	(9HA14)=13.85	2x (18HA14)=2x27.7

d) Vérification des contraints l'ELS :

Tableau 6.26. Vérifications des armatures du voile périphérique l'ELS du bloc

	Sens	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	27.7	3.03	59.69	4.76	C.V	C.V
Appuis	X	27.7	1.9	21.06	1.68	C.V	C.V

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **suivant X :**

Vx=q.lx/2 = 18.37*1.5 /2 =13.77kN

Et on vérifie pour les deux sens :

$$\frac{T\max}{b.d}=\frac{13.77}{1000*155}=0.88\ MPa\ \leq\frac{0.07fc28}{\gamma b}=1.16MPa$$

VI.6. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment { la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.6.1. Pré dimensionnement : [1] : ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄ :

Pour un sol de fondation de catégorie S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm²

Pour le bloc : On adopte une section de 35 x 40 cm².

VI.6.2. Sollicitations : [1] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄ :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha}$$

Avec :

- N : effort à la base du poteau le plus sollicité soit l'ELU ou l'ELA.
- α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau 6 .27. Valeurs de α

Site	Zone I	Zone IIa	Zone IIb et III
S_3	15	12	10

$$F_u = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{8681.30}{10} = 868.13 \text{ kN}$$

$$F_{ser} = \frac{Nser}{\alpha} = \frac{5065.05}{10} = 506.5 \text{ kN}$$

VI.6.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

a. à l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u = \frac{Fu}{бs}$$

Où : Fu = 868.13kN

Alors :

$$A_u = \frac{Fu}{бs} = \frac{868.13 * 1000}{348} = 25\ cm^2$$

b. condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B\ ft28}{fe}$$

Alors pour le bloc on a : $A \geq \frac{(35*40)*2.1}{400} = 6.3cm^2$

Donc on adopte A=8HA 16+8HA14=28 .40cm²

c. vérification des contraintes l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

F_{ser} = 506.5 kN

Alors :

$$бs = \frac{Fser}{A} = \frac{506.5 * 1000}{2840} = 178.34\ MPa\ \leq б' = 202MPa\ (C.n.V)$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B : [1] : ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄
Pour le bloc on a :

$$A_{min} = \frac{0.6\ bh}{100} = \frac{0.6*35*40}{100} = 8.1\ cm^2$$

Donc on adopte A=8HA14+8HA16 =28.4cm

e. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄qui doit être inférieur au Min (20 cm 15Φ).

d.1. section :

Pour le bloc on a :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

On adopte : φt= 8mm

$A_{t=}$ 4ϕ 8 mm= 2.01cm²

d.2. Espacement :

Pour le bloc on a :

St ≤ min [20cm; 15φl] =min [20cm; 21cm]

On adopte : St = 15 cm.

e. Récapitulation :

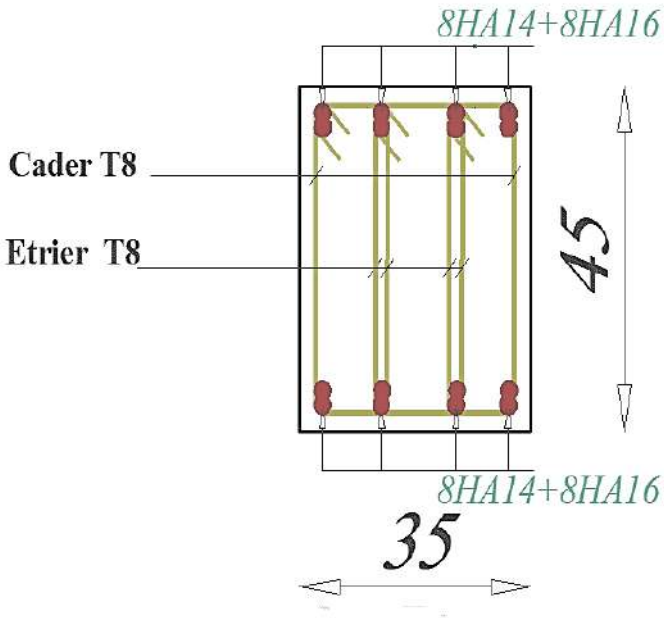


Figure.6.10.Ferraillage des longrines

Table des matières

Tableau 6-1 *: dimensionnement de la section des semelles isolées du bloc.....177*

Tableau 6-2 *: dimensionnement final de la section des semelles isolées du bloc 177*

Tableau 6-3 *: vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-x.....178*

Tableau 6-4 *: vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y.....178*

Tableau 6-5 *: dimensionnement de la section des semelles filantes suivant x 180*

Tableau 6-6 *: dimensionnement de la section des semelles filantes suivant y 181*

Tableau 6-7 *: dimensionnement final semelles filantes suivant x 181*

Tableau 6-8 *: dimensionnement final semelles filantes suivant y 182*

Tableau 6-9 *: vérification de chevauchement des semelles filantes du bloc.....182*

Tableau 6- 10 .*Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELS y 183*

Tableau 6.12 .*Ferraillage final des semelles filantes S2, S3, S4etS5 et leur espacement.....183*

Tableau 6 .13 *.Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes S2, S3, S4 et S5 .....184*

Tableau 6.14 *.ferraillage des semelles filantes sous voile à l'ELS y 184*

Tableau 6.15.*ferraillage des semelles filantes sous voile a l'ELU y.....184*

Tableau 6.17.*ferraillage des semelles filantes sous voile à l'ELU x.....185*

Tableau 6.18.*Ferraillage final des semelles filantes sous voile S1, S2, etS3 et leur espacement....185*

Tableau 6.19.*Ferraillage final des semelles filantes sous voile S1 et S2 et leur espacement.....185*

Tableau 6-20 : *Détermination des valeurs de q de la poutre de libage 187*

Tableau 6.22 *: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage 187*

Tableau 6.23 *: vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS 188*

Tableaux 6.24. *Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU du bloc.....192*

Tableau 6.26*. Vérifications des armatures du voile périphérique l'ELS du bloc.....192*

Tableau 6 .27*. Valeurs de α.....193*

Table de la figure

Figure 6.1.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés 176
Figure 6.2.Disposition des semelles isolées.....176
Figure 6-4 : Les bulles de pression.....177
Figure 6.5 : Semelle filante sous poteaux.....179
Figure 6-6 : Choix des semelles du bloc.....179
Figure 6.7.Disposition du ferraillage de la poutre de libage du bloc 189
Figure 6.8 .schéma du chargement qui vient au voile périphérique.....189
Figure 6.9. Schéma des dimensions du voile périphérique du bloc 191
Figure.6.10.Ferraillage des longrines.....194

CONCLUSION

Ce projet de fin d'études, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en nous 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 pris dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se 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 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 faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales 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.