+République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Dr.Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option: Structures

Thème :Etude d'un batiment R+8 (usage Habitation)

Etudié par :

-BERNOU Yassine

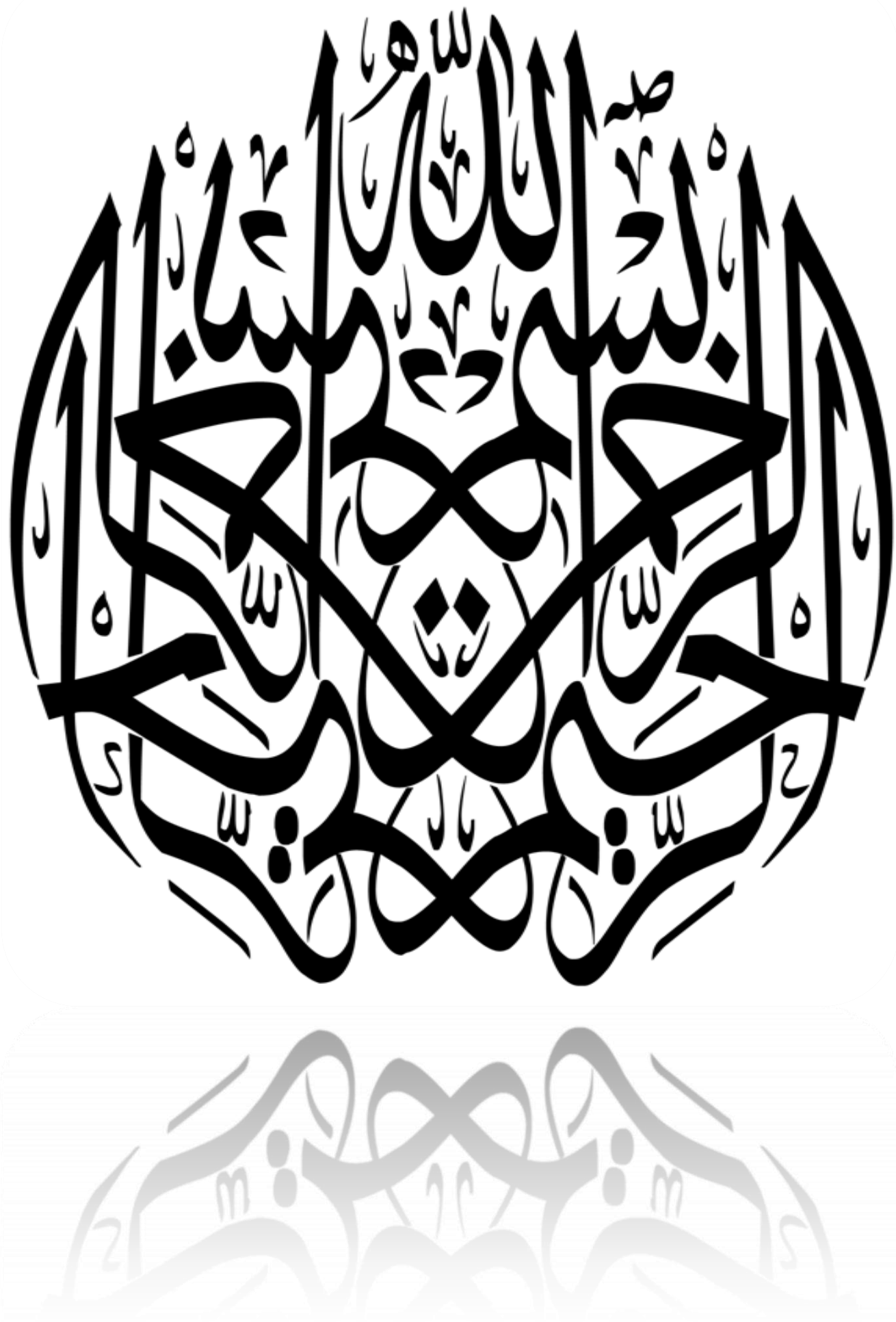
-KOBBI Abdelaziz

-BENAOUA Salim

Encadré par :

-TOUZOUT Mohamed Amine

Promotion Septembre 2020



Remerciement

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur **TOUZOUT Mohamed Amine**, qui nos a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence, nos a transmis sa passion pour la modélisation des Structures et le calcul de Béton Armé.

Nous remercions tous les enseignants du génie civil de l'université de Médéa.

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce mémoire sourtout mon cher ami **HAOUI Ayoub**

Dédicace

À…

Ma chère mère, Nabia

Mon chère père, Abd El Khader

Mes frères, Ibrahim, Bilal, Mustapha, Oussama, Ismail.

Ma sœur, Houria

Toute La famille BERNOU.

Tous Mes proches sourtout ma femme CHEIKH Kheira.

Toute La famille TOURKI.

À mon binôme KOBBI Abdelaziz, et BENAOUA Salim qui je lui souhaite tout le bonheur et

la belle vie.

À mes amis B.Oussama, G.Nadir, S.Omar, H .Ayoub, B.Amin,

B. Mohamed, M. Omar, M. Mohamed, B. Djamel, T. Ahmed, B. Mourad, …

À Djamel, Yahia, Aziz, Cherif, Adel, Abdelhek, Bilal, Fathi, A. Mohamed, Hamza,

T. Zohir, M. Tarek, Bouroba M.

À tous mes amis

BERNOU Yassine

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte
du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère et tendre mère**(Djaouida)** source d'affectation de courage et d'inspiration qui
a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon père**(Ismail)** source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance
pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.

A mon frère Alaa et mon soeur Dallal

A toute la famille KOBBI

A mes confrères et binômes Yassine et Salim .

A mes proche,Laredja Nouhaila-Yekhlef Lotfi-Ishak Abderhmane

A ma femme Moussaoui Amina

A toute la promo 2020, à tous mes amis et mes collages sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon coeur.

KOBBI Abdelaziz

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents**(Attab Rabia et Benaoua Ameur)** : source d'affectation de courage et d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A toute la famille **Attab** et la famille **Benaoua**.

A mes confrères et binômes Yassine et Aziz .

A mes proche,Mohamed Arabe, Mohamed Akli, Ahmed Farah, Ahmed Cherif Lotfi, Benhawa Bousalem, Sofien Benselimi,Aboubaker Benzaian,Brahim Molay

A tous ceux que je porte dans mon coeur.

BENAOUA Salim

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction.....1

I.2. Présentation de l'ouvrage 1

I.2.1. Caractéristiques géométriques 1

I.2.2. Ossature 1

I.2.3. Classification du bâtiment selon (rpa 99 versions 2003.....1

I.2.4. Plancher 1

I.2.5. Escalier 1

I.2.6. Maçonnerie.....2

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....2

I.3.1. Béton.....2

I.3.1. a. Composition du béton 2

I.3.1.b. Résistance du béton.....2

I.3.1.b.1. Résistance du béton à la compression.....2

I.3.1.b.2. Résistance du béton à la traction.....3

I.3.1.c. Module de déformation longitudinale.....3

I.3.1.c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} ».....3

I.3.1.c.2. Module d'élasticité différé «E_{vj}».....3

I.3.1.d. Coefficient de poisson.....3

I.3.1.e. Poids volumique.....3

I.3.1.f. Les contraintes limites de calcul.....3

I.3.1. f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) 4

I.3.1. f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S).....4

I.3.2. Aciers.....5

I.3.2.a.Les limites élastiques 5

I.3.2.b.Module d'élasticité des aciers.....5

I.3.2.c. Les contraintes limites de calcul.....5

I.3.2.c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U).....5

I.3.2.c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S).....6

I.3.2.d. Le coefficient d'équivalence 6

I.4. Hypotheses de calcul 6

Chapitre II :PREDIMENSIONNEMENT

II.1.Introduction.....8
II.2. Prédimensionnement des planchers.....8
II.2.1.Plancher en corps creux.....8
II.2.2. Prédimensionnement des poutres 9
II.3.Evaluation des charges et surcharges :.....10
II.3.1.Corps creux:.....10
II.3.1.1. Plancher terrasse :.....10
II.3.1.1.a. Charges permanentes :.....10
II.3.1.1.b. Surcharge d'exploitation :.....10
II.3.1.2. Plancher etage courant:.....10
II.3.1.2.a. Charges permanentes :.....10
II.3.1.2.b. Surcharge d'exploitation :.....11
II.3.2. Maçonnerie 11
II.3.2. a.Murs intérieurs (simple cloison).....11
II.3.2. b.Murs extérieurs (double-cloison).....11
II.4. Predimensionnementdes Poteaux 11
II.4.1. Les dimensions des poteaux 11
II.4.2. Calcul de la longueur de flambement Lf :.....12
II.4.3. Calcul de l'effort Nu :.....13
II.4.4. Détermination des charges et surcharges.....15
II.4.5. Descente des charges :.....15
II.4.5. b. Charge d'exploitation.....16
II.4.6. Determination De L'effort Normal Ultime :.....17
II.5. Prédimensionnement des voiles:.....18

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III .1 .ACROTER :.....19
III.1.1 .Introduction :.....19
III.1.2 .Calcul les efforts :.....19
III.1.2.1. Evaluation des charges et surcharges :.....19
III.1.2.1.1. Charge permanente (poids propre) :.....19
III.1.2.1.2. Charges d'exploitations :.....19
III.1.2.1.3. Combinaisons d'action:.....20
III.1.3. Ferraillage :.....20
III.1.3.1. Détail de Ferraillage :.....21
III.1.3.2 .Vérification des contraintes de cisaillement :.....22
III.2. Escalier.....23
III.2.1. Introduction.....23
III.2.2. Terminologie 23
III.2.3. Definition des éléments d'un escalier.....24
III.2.4.Evaluation des charges et surcharges 25
III.2.4.1. Charges permanentes.....25
III.2.4.2. Surcharges d'exploitation : 25
III. 2.5. Détermination des efforts.....26
III. 2.6. Ferraillage des escaliers à l'ELU.....29
III. 2.7. Vérification à l'ELS 30
III. 2.7. Vérification de la flèche 31
III. 2.8. Calcule de la poutre palière :.....31
III.2.8.1 : Evaluation des charges :.....32
III.2.8.2: Calcul Des Efforts:.....32
III.2.8.3. Ferraillage de la poutre palière.....32
III.2.8.3.a.Condition de non fragilité.....33
III.2.8.3.b.Vérification de l'effort tranchant :.....33
III.2.8.4. Vérification à l'E.L.S : 33
III.2.8.5 Vérification de la flèche :.....33
III.3.Calcul des poutrelles :.....35
III.3.1.Introduction :.....35
III.3.2. Plancher à corps creux :.....35
III.3.2.1. La dalle de compression:.....35

III.3.2.2.Les poutrelles :.....36
III.3.2.2.a.avant coulage :.....36
III.3.2.2.b. Après coulage :.....38
III.3.2.3. Sollicitations de calcul :.....39
III.3.2.4. Calcul du ferraillage :.....41
III.3.2.5 : Vérifications à l'ELS:.....41
III.4.Dalle pleine:.....44
III.4.1.Introduction:.....44
III.4.2.Méthode de calcul:.....44
III.4.3. Principe de calcul :.....44
III.4.4. Cas d'une dalle reposant sur 3 appuis :.....44
III.4.4.1. Position des lignes de rupture:.....44
III.4. 5 .Calcul du ferraillage à l'ELU :.....47
III.4. 6.Vérification à l'ELS.....47

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction.....49
IV.2 Caractéristique géométrique de la structure.....49
IV.2.1. Centre de masse.....49
IV.2.2. Centre de torsion.....49
IV.2.3. Excentricité.....51
IV.3.Choix de la méthode de calcul.....53
IV.3.1. Introduction.....53
IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale (RPA99 v2003 Art.4.3.7).....53
IV.3.2.1. Principe de la méthode.....53
IV.3.2.2. Modélisation.....53
IV.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul.....53
IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique.....56
IV.3.3.1. Analyse modale 56
IV.3.3.1.1. Comportement modal 56
IV.3.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie).....57
IV.3.3.2. Analyse statique et dynamique.....58

IV.3.3.2.1. Stabilité de la structure.....58
IV.4. Vérification du déplacement en tête : [Art 4.4.3 RPA99v2003.....62
IV.4.1. Vérification de cisaillement des éléments :.....62
IV.4.2. Vérification de l'effort normal réduit à la base :.....63
IV.4.3. Vérification de l'effet P-Δ.....64

Chapitre V. Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction.....66
V.2.Ferraillage des poutres.....66
V.2.1.Ferraillage longitudinal des poutres 66
V.2.1.Ferraillage longitudinal des poutres 66
V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS.....66
V.2.1.2. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :.....67
V.2.1.3. Calcul Des Armatures Transversales 68
V.2.1.4. Verification De La Fleche :.....69
V.4. Ferraillage des poteaux.....70
V.3.1. Armatures longitudinales 70
V.3.2.Vérification des contraintes à l'ELS 71
V.3.3.Armatures transversales 72
V.4.Ferraillage des voiles 74
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 74
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales.....75
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU.....75
V.4.1.3. Calcul d'armatures Armatures horizontales 76
V.4.1.4. Armatures transversales 77
V.4.2. Ferraillage Des Linteaux 78

Chapitre VI .Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction 81

VI.2 .Type De Fondation.....81

VI.3 .Caractéristiques De Sol.....81

VI.4. Choix Du Type De Fondation…….....……..…82

VI.4.1. Semelle Isolee Sous Poteau.....82

VI.4.1.1. Méthode De Calcul 82

VI.4.1.2. Vérification Du Chevauchement Entre Les Bulles De Pression Sous Les Semelles.84

VI.4.2. Semelle Filante.....84

VI.5. Poutre De Libage 86

VI.5.1.Calcul Des Armatures Longitudinales.....87

VI.5.2.Verification Des Contraintes A L'els.....87

VI.5.3.Vérification Du Cisaillement De La Poutre De Libage.....88

VI.5.4. Armatures Transversales.....88

VI.5.5.Armatures De Peau Selon (Cba93 Art.7.3).....88

VI.6.Les longrines.....90

VI.6.1. Introduction 90

VI.6.2.Pré dimensionnement 90

VI.6.3.Détermination des sollicitations 90

VI.6.4.Calcul du ferraillage 91

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure1.1 : diagramme contraintes-deformations à l'ELU.....4
Figure.I.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....5

Chapitre II :PREDIMENSIONNEMENT

Figure II 1 :Coupe du plancher à corps creux.....9
Figure. II.2 : la section réduite d'un poteau.....14
Figure. II 3.Surface reprise par le poteau le plus sollicité.....15
Figure II-4 Coupe de voile en plan (gauche), Voile en 3D (droite).....18

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure.III.1 : Dimensions de l'acrotère.....19
Figure.III.2 **:** Model de calcul de l'acrotère.....19
Figure.III.3.ferraillage de l'acrotère.....22
Figure III -4 : Représentation d'un escalier.....23
Figure III-5 : Le Schema Statique De L'escalier.....24
Figure III.6:Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier à l'ELU...26
Figure III.7:Diagrammes des efforts internes a) à l'E.L.U.....27
Figure III.2 :Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU.....27
Figure. III 9:Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier à l'ELS..28
Figure III 10:Diagrammes des efforts internes a) à l'E.LS.....29
Figure III.11 :Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELS.....29
Figure III-12 : Dimensionnement de la poutre palière.....31
Figure III-13 : disposition constructive des armatures de la table de compression.....36

Figure- III.14: schématisation de la poutrelle avant coulage.....37

Figure III.15 : Choix de disposition des étaiements.....37

Figure.III.16: Poutrelles à deux travées.....40

Figure.III.17: Digramme des moments d'encastrement de la poutrelle d'étage courant.....40

Figure.III.18**:**Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle d'étage courant à ELU.....41

Figure.III.19:Diagramme des moments dans la poutrelle d'étage courant l'ELS.....42

Figure III.20. Representation des lignes de repture cas de dalle sur 3 appuis.....45

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1. La disposition des voiles.....50

Figure IV.2. La disposition du centre de masse et centre de torsion.....52

Figure IV.3. Le comportement des trois premiers modes.....57

Chapitre V: Ferraillage des éléments résistants

Figure V.1:Dessin de ferraillage des poutres principales(30*45).....70

Figure V.2.:Dessin de ferraillage des poutres secondaire(30*35).....70

Figure V.3:Dessin de ferraillage des Poteaux.....73

Figure IV.4. La disposition des voiles.....74

Chapitre VI .Etude de l'infrastructure

Figure VI.1.Les efforts a la base dans la structure.....82

Figure VI.2**.**Chevauchement des bulles de pression sous la semelle.....84

Figure VI.3**.**Schéma présenté les semelles filantes.....85

Figure VI.4: Ferraillage de la poutre de libage.....89

Figure VI.5: Ferraillage de la longrine. 93

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II :PREDIMENSIONNEMENT

Tableau II.1. :Pré dimensionnement des poutres.....9

Tableau II.2. :Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).....10

Tableau II.3. :Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux.....10

Tableau II. 4. :Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.....11

Tableau II.5. :Evaluation de la charge permanente des murs en double cloisoN.....11

Tableau II.6. .Prédimensionnement des poteaux.....12

Tableau II.7. .Vérification du coffrage des poteaux.....12

Tableau II.8 . détermination de la longueur de flambement.....13

Tableau. II.9. : calcul de l'effort N.....14

Tableau II.10. .les charges permanents.....16

Tableau. II.11. Détermination des charges d'exploitation.....17

Tableau. II.12 . : Determination De L'effort Normal Ultime.....17

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau.III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.....20

Tableau.III.2 : Paramètre de calcul.....20

Tableau.III.3 : résultat de ferraillage A'ELU et vérification A'ELS.....21

Tableau.III.4 : Vérification section partiellement comprimes.....21

Tableau III.5.Charge permanente du palier de repos.....25

TableauIII.8:Evaluation des charges permanentesde la paillasse de l'escalier.....25

Tableau III-7. Combinaison des charges de l'escalier.....26

Tableau III.8:Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.....26

Tableau III.9:Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.....28

Tableau III.10:Calcul des sections d'acier de l'escalier.....30

Tableau III.11:Vérification de la contrainte tangentielle.....30

Tableau III.12:Vérification àl'E.L.S.....31
Tableau III.13 Condition de la flèche.....31
Tableau.III.14. Les résultats des efforts.....32
Tableau.III-15 : les données.....32
Tableau.III.16. Les résultats du ferraillage de la poutre palière.....33
Tableau.III.17 Vérification des contraintes de la poutre palière à l'ELS.....33
Tableau III.18 : Moments statiques des poutrelles.....37
Tableau III.19 : Calcul des étaiements.....38
Tableau III.20 charges et surcharges.....39
Tableau III.21 Les types des poutrelles.....39
Tableau III.22 les poutrelles les plus défavorables.....39
Tableau III.23:les Moments d'encastrement exercés surla poutrelle à l'ELU.....40
Tableau III.24: calcul ferraillage a l'ELU.....41
Tableau III.25**:**les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle d'étage courant à l'ELS.41
Tableau III.26**:**Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.....42
Tableau III.27:Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.....42
Tableau III.28: Vérification de la flèche.....43
Tableau III.29.les valeurs du travail externe.....45
Tableau III.30. les valeurs du travail interne.....46
Tableau III.31.Les actions sur la dalle.....46
Tableau III.32. les données du ferraillage.....47
Tableau III.33. Ferraillage de la dalle pleine.....47
Tableau III.34:Condition de non fragilité des dalles pleines..... 47
Tableau.III.35.Vérification des contraintes à l'ELS.....48
Tableau III-36: Vérification au cisaillement.....48

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 :Centre de masse et centre de torsion.....54

Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions.....54
Tableau IV.3 : Distribution des sollicitations suivant X.....55
Tableau IV.4 : Distribution des sollicitations suivant Y.....55
Tableau IV.5 :Facteur de qualité.....56
Tableau IV.6: Comportementdes trois premiers modes.....56
Tableau IV.7. Vérification de la participation massique.....57
Tableau IV.8 :Les valeurs de la force sismique.....59
Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....59
Tableau VI.10 :Valeurs des moments de stabilité et de renversement.....60
Tableau IV.11: Vérificationde la stabilité au renversement.....60
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.....61
Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.....61
Tableau IV.14. Vérification du déplacement en tête.....62
Tableau IV.15. Vérification du cisaillement des éléments.....62
Tableau IV.16. Vérification de cisaillement du voile.....63
Tableau IV.17. Vérification de l'effort normal réduit à la base.....63
Tableau IV.18 :Vérification de l'effet P-Δ.....64

Chapitre V: Ferraillage des éléments résistants

Tableau V.1:La section calculée et la section choisied'armatures des poutres.....66
Tableau V.2:Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.....67
Tableau V.3: Vérification de section d'armatures.....67
Tableau V.4. Calcul de $\bar{\tau}_u$.....67
Tableau V.5. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.....68
Tableau V.6. Calcul des armatures transversales et leur espacement.....69
Tableau V.7. Vérifications de la flèche 69
Tableau V.8:La section d'armatures des poteaux.....71
Tableau V.9:Vérification des contraintes à l'ELS.....72
Tableau V.10:La section d'armatures transversales des poteaux.....72

Tableau V.11:La section calculée d’armatures verticales des voiles.....75
Tableau V.12:La section choisie d’armatures des voiles.....75
Tableau V.13:Vérification des contraintes normales des voiles.....76
Tableau V.14:Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.....76
Tableau V.15. Les armatures horizontales des voiles.....77
Tableau V -16 : diamètre des armateurs transversaux.....77
Tableau V. 17.Choix de la méthode de calcul.....79
Tableau V. 1.La section choisie et calculée d’armatures des linteaux.....80

Chapitre VI .Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées à l’ELS.....81
Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles filantes à l’ELS.....85
TableauVI.3. Les Sections choisie et calculée des semelles filantes.....86
Tableau VI.4. Dimensionnement de la poutre de libage.....87
TableauVI.5. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.....87
Tableau VI.6.Détermination des sollicitations de la poutre de libage.....87
Tableau VI.7.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.....87
Tableau VI.8.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.....87
Tableau VI.9.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.....88
Tableau VI.10. Valeurs de coefficient α.....90
Tableau VI.11. Ferraillage longitudinal des longrines.....91
Tableau VI.12. Vérification de contrainte à l’ELS des longrines.....92
Tableau VI.13:Calcul des armatures transversalesdes longrines.....92

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي + 8 طوابق ، يتم انجازها بولاية المدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات ،الأعمدة و الجدران المشكلة من ما د ة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (SAP2000).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99).

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج الي متطور EXPERT 2010 .

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 8 étages qui sera implanté dans la wilaya de Medea, classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (SAP 2000).

Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueurs à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferraillage nous avons utilisées un logiciel (EXPERT 2010).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Summary

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R + 8 stages which will be established in the wilaya of Medea, classified in zone IIa according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).
The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (SAP 2000).
The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 - Version 2003).
For the checking of reinforcement we used software (EXPERT 2010).
In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project

LISTE DES SYMBOLES

➢ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max} , A_{min}: 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.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
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.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_u : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
R_a : réaction à gauche.
R_b: réaction à droite. A : Section d'acier tendu.

➢ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

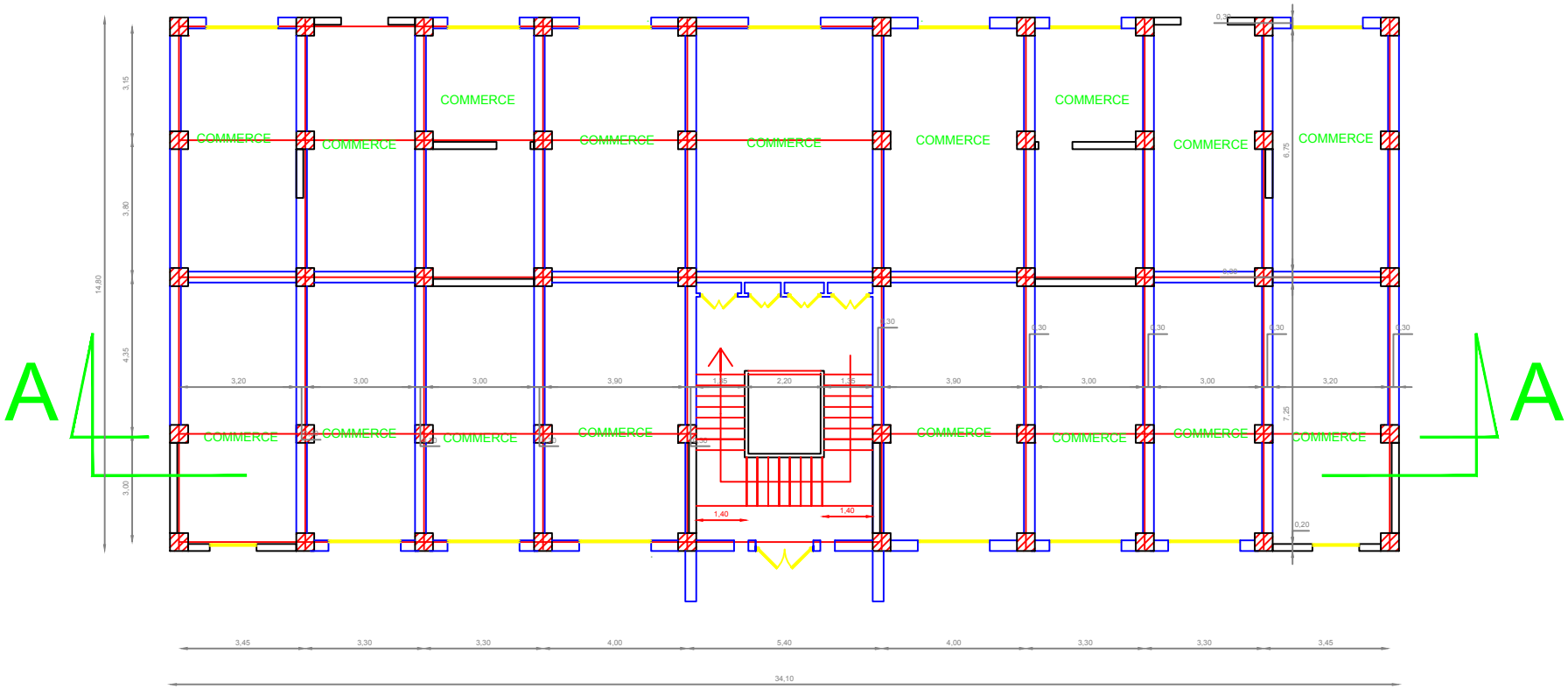
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 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 :

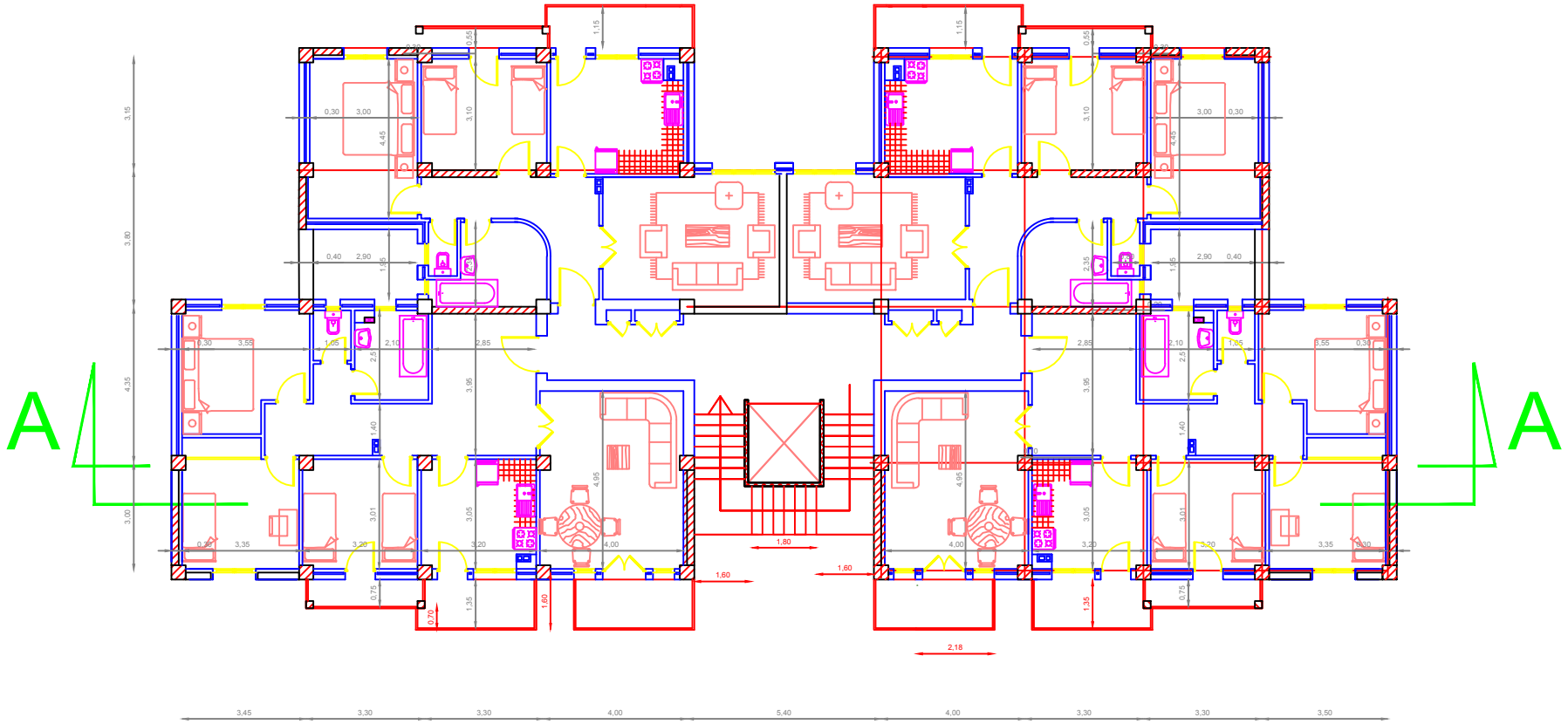
Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids

➢ Minuscules grecques :

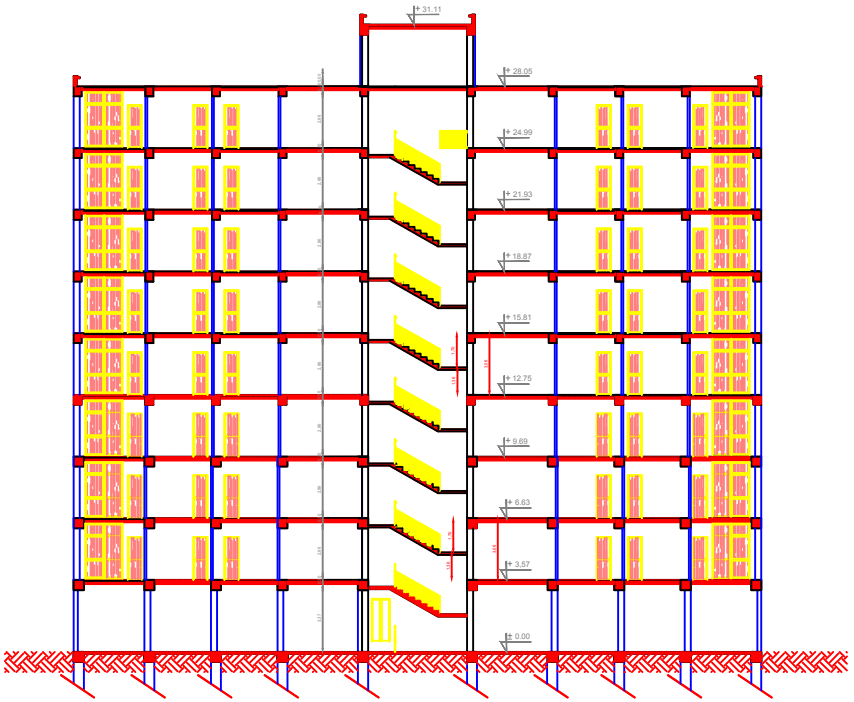
α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.



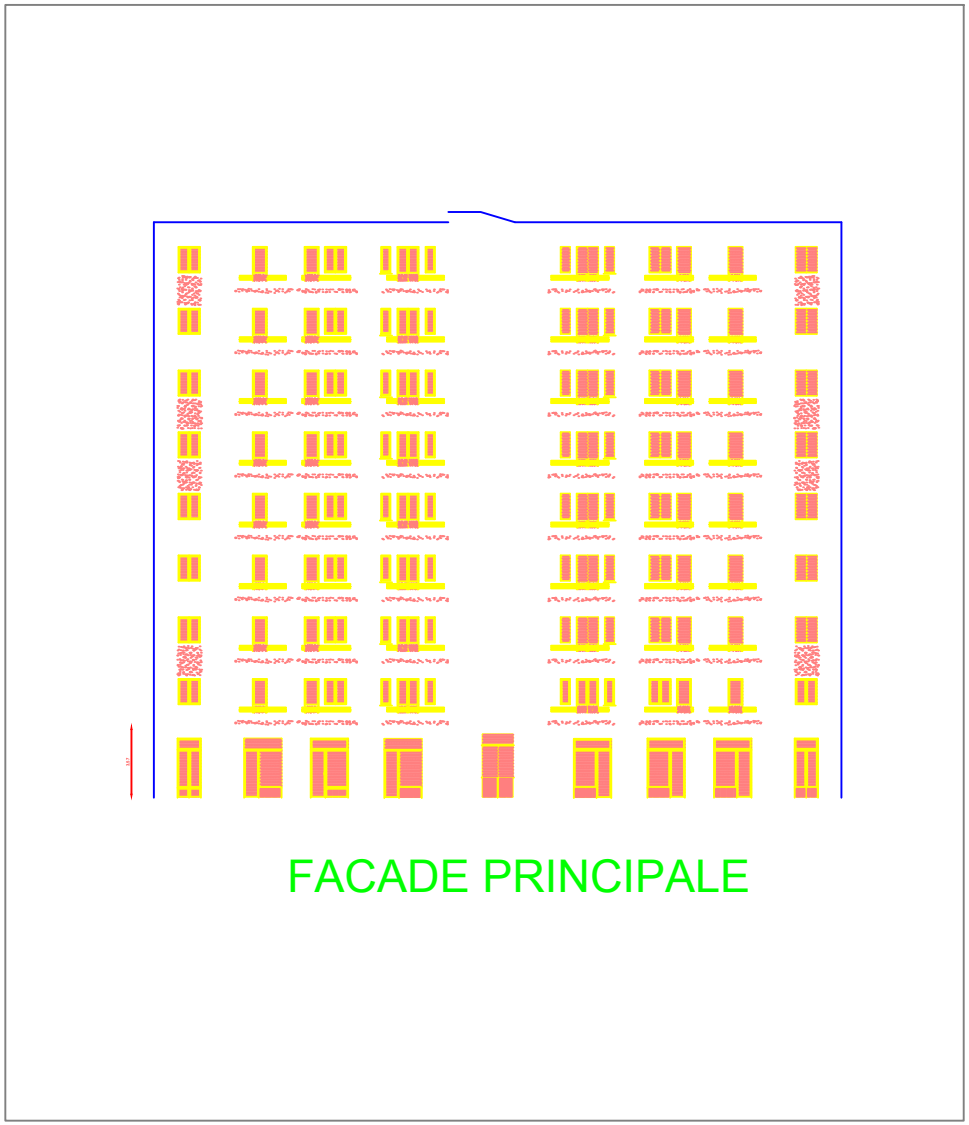
Plan de Rez de chaussée



Plan des étages courants



COUPE AA



FACADE PRINCIPALE

Chapitre I : Présentation de l’ouvrage

I.1. Introduction

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiments (**RDC+8**) à usage d'habitation ; l'ouvrage sera implanté à Medea qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone IIa**) selon le classement des zones établit par le règlement parasismique Algérien **(RPA 99 version 2003)**.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un deux bloc de forme irrégulière en plan

I.2.1. Caractéristiques géométriques

Dimensions en élévation

- Longueur en plan …….....34.1 m
- Hauteur du RDC ……..……..3,57 m
- Hauteur de l'étage courant ……..3,06 m
- Hauteur totale ……..28.05 m

Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan ……34.1 m
- Largeur totale en plan ……14.8 m

I.2.2. Ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après **(RPA 99 version 2003)** le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques »

I.2.3. Classification du bâtiment selon (rpa 99 versions 2003)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « groupe 2 », car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. [1].

I.2.4. Plancher

Vu la forme géométrique des panneaux et en fonction du type d'usage, nous avons opté pour un type de plancher:

- Plancher en corps creux.

I.2.5. Escalier

La structure comporte une seule cage d'escalier, l'escalier est constitué de trois volées et deux paliers

I.2.6. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double parois en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparée par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conforme aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91)** et tous les règlements applicables en Algérie **(RPA 99 version 2003** et **CBA93)**.

I.3.1. Béton

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau.

La composition courante de $1m^3$ de béton est:

- 350 Kg de ciment CPA 325
- 400 l de sable $D_g \leq 5$ mm
- 800 l de gravillon $5mm \leq Dg \leq 25$ mm
- 175 l d'eau de gâchage.

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

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

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section et de 32 cm de hauteur.

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

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

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

Pour notre étude on prendra : f_{c28} =25 MPa

b.2. Résistance du béton à la traction :

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

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj}$ **avec :f_{cj} et f_{tj} en [MPa]**

c. Module de déformation longitudinale :

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

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

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

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

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

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

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

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

d. Coefficient de poisson :

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

$$\frac{\textbf{Allongement dans le sens transversal}}{\textbf{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a/a}{\Delta_l/l}$$

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

e. Poids volumique :

On adopte la valeur ρ = 25 kN/m³

f. Les contraintes limites de calcul :

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

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

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

γ_b =1,5 cas des situations durables ou transitoires…… f_{bu} = 14,17 MPa

γ_b =1,15 cas des situations accidentelles…….... f_{bu} = 18,48 MPa

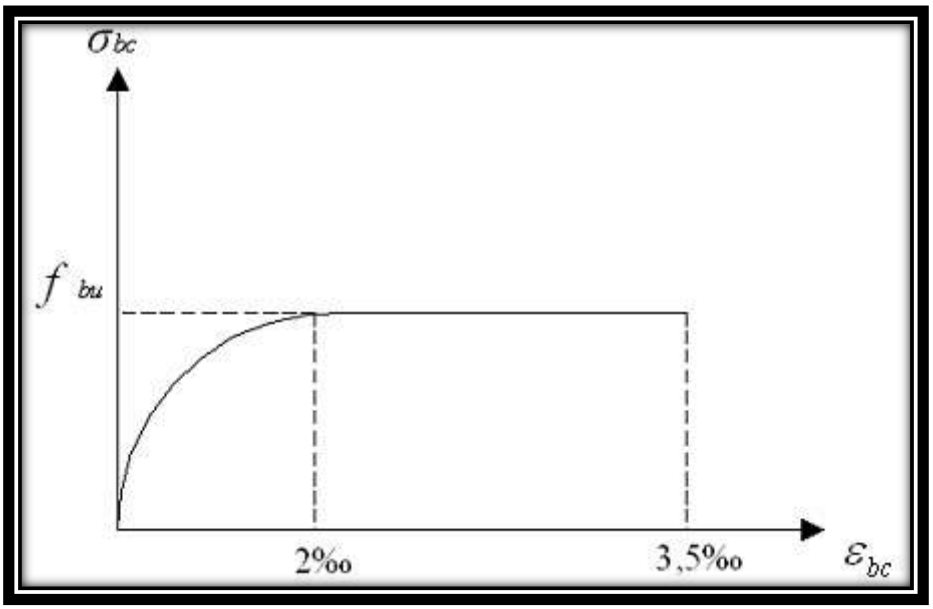


Figure. I .1 : diagramme contraintes-deformations à l'ELU

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0{,}6\ f_{c28}$

f_{c28} =25 MPa on trouve : $\sigma_{bc} = 15MPa$

I.3.2. Aciers

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE40
- Treillis soudés (TS) : TLE52 ∅ =6 mm pour les dalles.

a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): FeE24 (f_e=235 MPa)
- Barres à haute adhérence (HA) : f_e =400 MPa.
- Treillis soudés (TS) : f_e= 520MPa.

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$$Es = 2{,}1.10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limites de calcul :

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

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

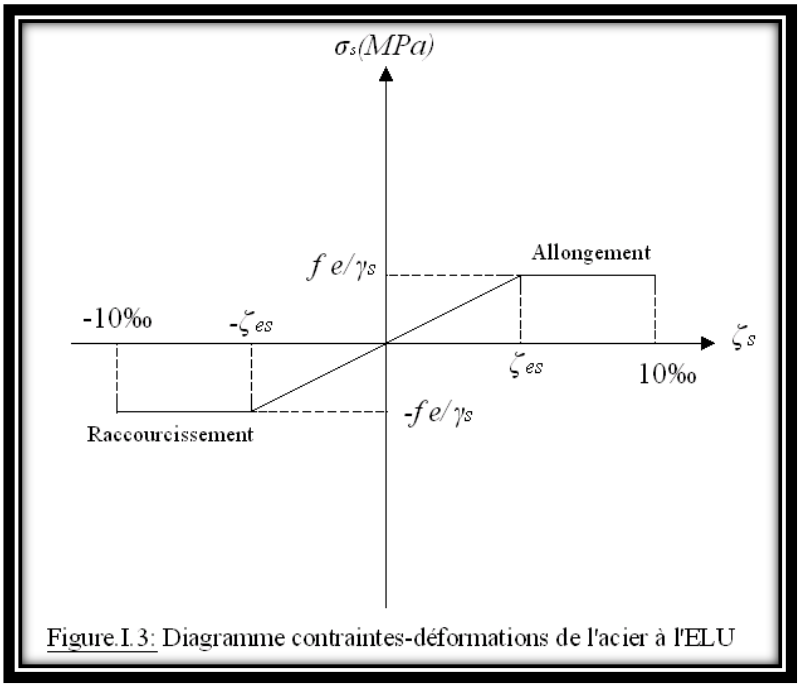


Figure.I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

Figure.I.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

fe **:**Contrainte limite élastique.

ξs **:** Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\xi_{es} = \frac{fe}{E_s \gamma_s}$$

σs :Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γs: Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 & Cas\ des\ situations\ durables\ ou\ transitoires \\ 1{,}00 & Cas\ des\ situations\ accidentelles \end{cases}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1{,}15x2{,}1.10^5} = 1{,}74‰$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 110\eta\right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration

η =1,00 pour les aciers ronds lisse.

η =1,60 pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

Es : Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton.

I.4. Hypotheses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.

- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale a :

  ♦ rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204{,}34MPa & Situation\ durable \\ \sigma_s = 235MPa & Situation\ accidentel\ le \end{cases}$

  ♦ haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & Situation\ durable \\ \sigma_s = 400MPa & Situation\ accidentel\ le \end{cases}$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10‰$

Chapitre II :PREDIMENSIONNEMENT

II.1.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** » mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. Prédimensionnement des planchers:

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre structure on a deux types de planchers : a dalle pleine et a corps creux.

II.2.1.Plancher en corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux(Figure II.1), l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles CBA93.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

h_t: L'épaisseur du plancher.

L_{max} :la longueur maximale de poutrelle (L = 435 cm).

$$\frac{435}{25} \leq h_t \leq \frac{435}{20}$$

$$17.5cm \leq h_t \leq 21.75cm$$

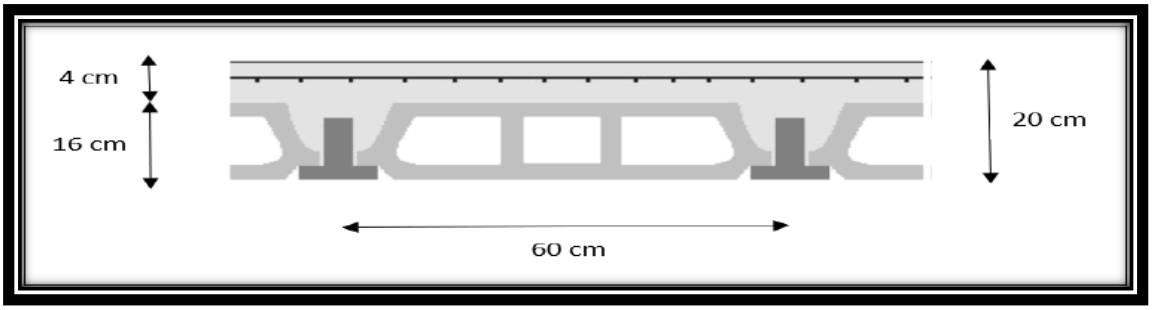
On adopter:h_t=20 cm.

h_t = d+e.

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

$\Rightarrow h_t$ = 16+4 cm.



Figur.1 :Coupe du plancher à corps creux.

II.2.2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des chargesverticales et horizontales auxéléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance représentée dans leTableau II.1:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre .

Tableau.1:Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Conditions derésistance	L= 540 cm ⇒36,00cm ≤ h ≤ 54,00cm On adopte : **h = 45cm** ⇒ 13.5cm ≤ b ≤ 31.5cm On adopte : **b=30cm**	L= 435 cm ⇒ 29,00cm ≤ h ≤ 43.50cm On adopte **: h=35cm** **⇒** 10,50cm ≤ b ≤ 24,50cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon leRPA99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 45cm ≥ 30cm h/b = 1,5 ≤ 4,0	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1,17 ≤ 4,0
	Conditions vérifiées	**Conditions vérifiées**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0,083 \geq \frac{1}{16} = 0,062$	$\frac{h}{L} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,062$

II.3.Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1.Corps creux:

II.3.1.1. Plancher terrasse :

II.3.1.1.a. Charges permanentes :

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

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Plaque de liege	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de platre	0,02	0,20
G (kN/m^2)		6,40	

II.3.1.1.b. Surcharge d'exploitation :

-Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m²

II.3.1.2. PLANCHER ETAGE COURANT:

II.3.1.2.a. Charges permanentes :

Tableau 3 :Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

№	**Composants**	**Épaisseur (m)**	**Poids surfacique (kN/m^2)**
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
	Lit de sable	0,03	0,54
4	Enduit de platre	0,02	0,20
5	Mursimple cloison	0,10	1,62
G (kN/m^2)		5,96	

II.3.1.2.b. Surcharge d'exploitation :

-Etage courant : Q=1,5 kN/m^2

II.3.2. Maçonnerie

II.3.2. a.Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau.4 :Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poidsvolumiques(kN/m^2)	Poidssurfaciques(kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	**2 x 0,36**
2	Brique creuse	0,10	9	**0,90**
G (kN/m^2)			1,62	

II.3.2. b.Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau.5 :Evaluation de la charge permanente des murs en double cloisoN

N	Composants	Épaisseur (m)	Poidsvolumiques (kN/m^2)	Poidssurfaciques (kN/m^2)
1	Enduitdeciment	0,02	18	**2 x 0,36**
2	Brique creuse	0,10	9	**2 x 0,90**
3	Lame d'aire	0,10	-	**-**
G (kN/m^2)			2,52	

II.4. Prédimensionnementdes poteaux

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

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

II.4.1. Les dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux présenter sur (Tableau II.6)

Tableau.6.Prédimensionnement des poteaux.

Etages	**8 eme**	**7 eme**	**6 eme**	**5 eme**	**4 eme**	**3 eme**	**2 eme**	**1er**	**RDC**
Sections carrées (a×b)cm²	30*30	30*30	35*35	35*35	40*40	40*40	45*45	45*45	50*50

Ces dimensions doivent satisfaire auxConditions du RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1], voir le Tableau II.7 :

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} Min\,(b1, h1) \geq 25\ cm.\,(Zone\ IIa) \\ Min\,(b1, h1) \geq \dfrac{he}{20} \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau.7.Vérification du coffrage des poteaux.

Niveau	$b_1 \times h_1$	$\frac{h_e}{20}$	**Min (b1, h1)≥30 cm**	**Min(b1,h1)≥$\frac{he}{20}$**	**$\frac{1}{4}<\frac{b1}{h1}<4$**
7émé,8éme	30×30	13.05	**Condition vérifier**		
5émé,6éme	35×35	13.05			
3éme, 4éme	40×40	13.05			
1er ,2éme	45*45	13.05			
RDC	50×50	15.60			

II.4.2. Calcul de la longueur de flambement Lf :

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

- 0.7×L0 : si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation.
- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même

raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part

L0 : dans les autres cas.

Avec L0 = 3.06m : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la

vérification suivante :

Et L0 = 3.57m pour le RDC.

Tableau II -8 détermination de la longueur de flambement

Etage	Dimension de Poteau	Lf=0.7L0	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{Lf}{i}$
le 8eme étage	30*30	2.141	0.087	24.734
le 7eme étage	30*30	2.141	0.087	24.734
le 6eme étage	35*35	2.141	0.101	21.200
le 5eme étage	35*35	2.141	0.101	21.200
le 4eme étage	40*40	2.141	0.115	18.550
le 3eme étage	40*40	2.141	0.115	18.550
le 2eme étage	45*45	2.141	0.130	16.489
le 1er étage	45*45	2.141	0.130	16.489
RDC	50*50	2.499	0.140	17.314

II.4.3. Calcul de l'effort Nu :

L'effort normal admissible est :

- $N_u \leq \overline{N} = \alpha \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9 . \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2 \left(\dfrac{\lambda}{35} \right)^2} & Si \ \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}30 \left(\dfrac{50}{\lambda} \right)^2 & Si \ 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \ , \ l_f = 0.7 l_0, \ i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

λ : l'élancement mécanique.

i : rayon de giration.

l_0 : longueur du poteau

l_f: longueur de flambement.

f_{c28}=25 MPa;f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

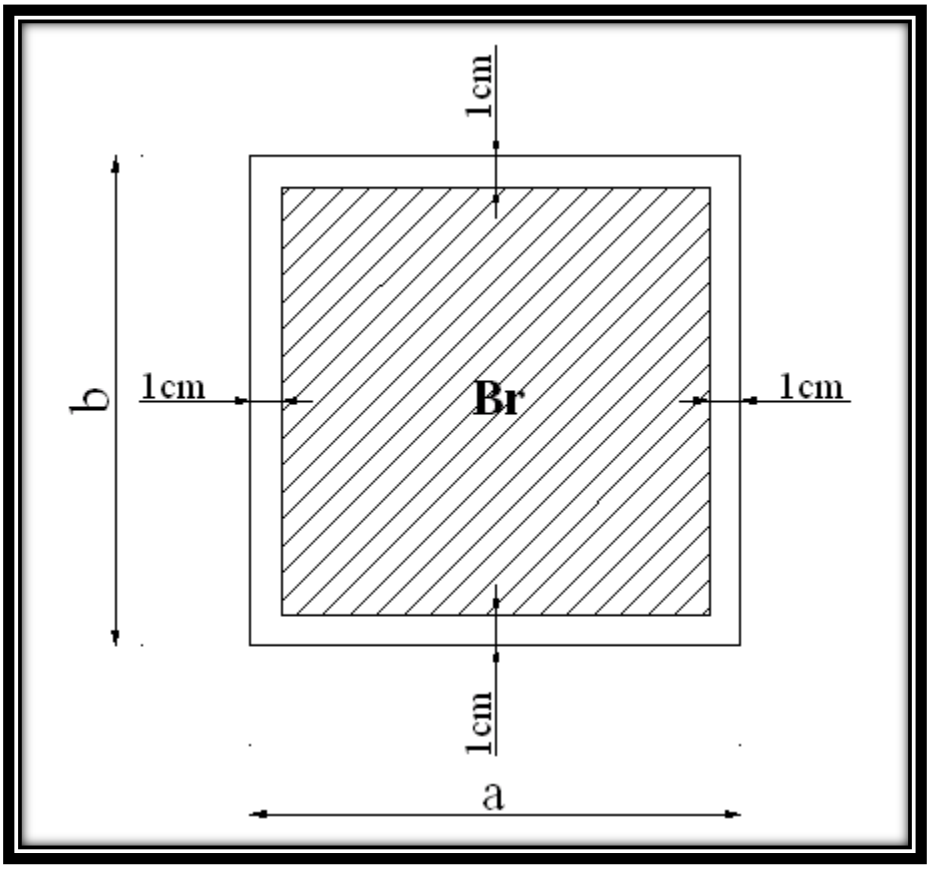


Figure. II.2 : la section réduite d'un poteau

Tableau. II.9: calcul de l'effort N

Etage	Dimension (cm×cm)	Br (mm²)	Λ	A	As (mm²)	NU (kN)
le 8eme étage	30*30	784	24.734	0.773	0.9	1146.202
le 7eme étage	30*30	784	24.734	0.773	0.9	1146.202
le 6eme étage	35*35	1089	21.200	0.792	1.125	1630.722
le 5eme étage	35*35	1089	21.200	0.792	1.125	1630.722
le 4eme étage	40*40	1444	18.550	0.805	1.6	2196.845
le 3eme étage	40*40	1444	18.550	0.805	1.6	2196.845
le 2eme étage	45*45	1849	16.489	0.814	2.025	2844.083
le 1er étage	45*45	1849	16.489	0.814	2.025	2844.083
RDC	50*50	2304	17.314	0.810	2.5	3527.922

II.4.4. Détermination des charges et surcharges

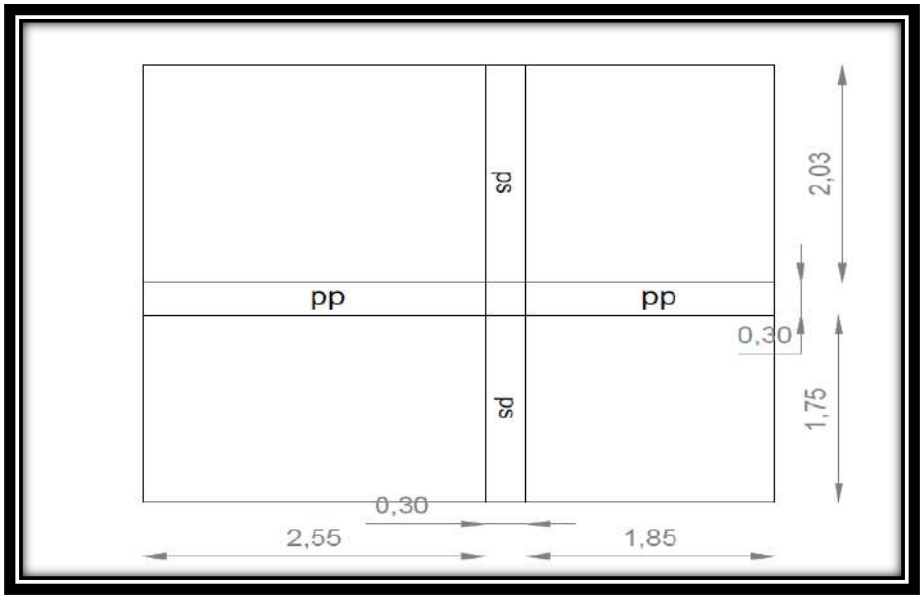


Figure.3.Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

Calcule du surface de plancher de poteau le plus solicité

- $S_{planc\ her}$: Surface du plancher seulement.

  $S_{planc\ her}$ = (2,55+1,85) × (1,75+2.03) ⇒$S_{planc\ her}$ = 16.61m^2
- S_{tot} : Surface totale du plancher comprise les poutres.
- S_{tot} = (2,55+0,30+1,85) × (1,75+0,30+2,03) ⇒S_{tot} =19.15 m^2

II.4.5. Descente des charges :

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.

- $G_{planc\ her}$ = poids de plancher × $S_{planc\ her}$.
- $G_{(poutres\ \ principales\ \ ou\ secondaires\ )}$ = b × h × L× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.

Avec :

Poids volumique du béton armé = 25 kn/m^3

II.4.5. a. Charges Permanente :

Tableau.10.les charges permanents

Étage	h(m)	S(pot) (m^2)	G_{poteau} (KN)	$G_{p.p}$ (KN)	$G_{p.s}$ (KN)	$G_{plancher}$ (KN)	G_{niveau} (KN)	$G_{cumulé}$ (KN)
8eme	3.06	0.09	6.885	19.069	12.521	115.971	154.446	154.446
7eme	3.06	0.09	6.885	19.069	12.521	107.998	146.473	300.918
6eme	3.06	0.1225	9.371	19.069	12.521	107.998	148.959	447.391
5eme	3.06	0.1225	9.371	19.069	12.521	107.998	148.959	596.350
4eme	3.06	0.16	12.240	19.069	12.521	107.998	151.828	748.177
3eme	3.06	0.16	12.240	19.069	12.521	107.998	151.828	900.005
2eme	3.06	0.2025	15.491	19.069	12.521	107.998	155.079	1055.084
1er	3.06	0.2025	15.491	19.069	12.521	107.998	155.079	1210.162
RDC	3.57	0.25	22.313	19.069	12.521	107.998	161.900	1372.062

II.4.5. b. Charge 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.

$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$) [3]

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

Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage

Tableau. II.11: Détermination des charges d'exploitation

Etage	Q plancher (KN)	St (m^2)	Q étage (KN)	$\frac{3+n}{2n}$	Q cumulé (KN)
8eme	1	19.15	20.795		20.795
7eme	1.5	19.15	31.192	1	51.986
6eme	1.5	19.15	31.192	0.95	80.059
5eme	1.5	19.15	31.192	0.9	105.012
4eme	1.5	19.15	31.192	0.85	126.846
3eme	1.5	19.15	31.192	0.8	145.562
2eme	1.5	19.15	31.192	0.75	161.157
1er	1.5	19.15	31.192	0.714	175.921
RDC	1.5	19.15	31.192	0.69	192.973

II.4.6. Détermination de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

N_{ultime}=1.35G+1.5Q → Nu= N_{ultime} + 10% N_{ultime} =1.1N

Tableau. II.12 : Détermination de l'effort normal ultime

Etage	$G_{cumulé}$ (KN)	Q cumulé (KN)	N_{ultime} (KN)	1.1 N_{ultime} (KN)	Nu(KN)	1.1Nu≤Nu
8eme	154.446	20.795	239.693	263.662	1146.202	**cv**
7eme	300.918	51.986	484.219	532.641	1146.202	**cv**
6eme	447.391	80.059	724.066	796.473	1630.722	**cv**
5eme	596.350	105.012	962.590	1058.849	1630.722	**cv**
4eme	748.177	126.846	1200.309	1320.340	2196.845	**cv**
3eme	900.005	145.562	1433.349	1576.684	2196.845	**cv**
2eme	1055.084	161.157	1666.099	1832.709	2844.083	**cv**
1er	1210.162	175.921	1897.601	2087.361	2844.083	**cv**
RDC	1372.062	192.973	2141.744	2355.918	3527.922	**cv**

II.5. Prédimensionnement 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 ainsi qu'une partie des charges horizontales.

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►► [Art 7.7.1] ◄◄, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus,

l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

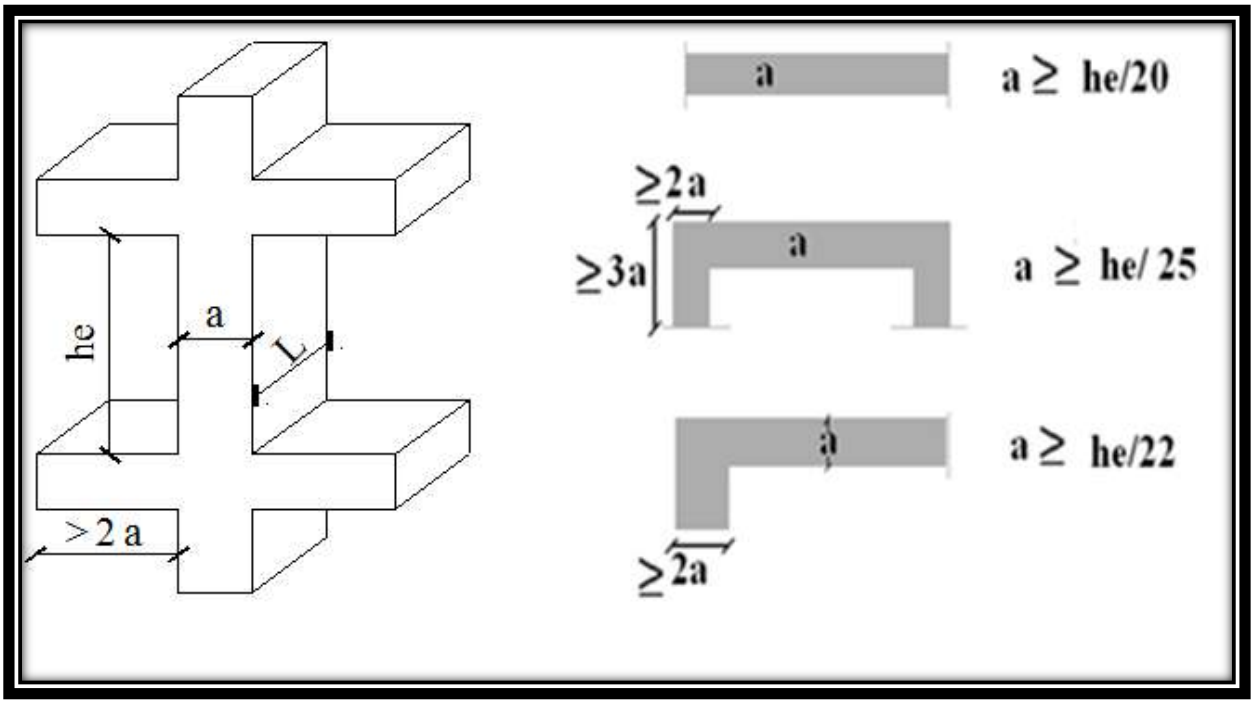


Figure II-4 Coupe de voile en plan (gauche), Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

- he= 3.06-0.35=2.71m.
- a ≥ MAX(he/20 ; he/25; he/22) = a ≥ MAX(10.84 cm ; 12.31 cm ; 13.31 cm)

On adopte: **a =15 cm**

Remarque :

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

.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III .1 .Acroter :

III.1.1 .Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire situé au niveau du plancher-terrasse. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre **(G).**
- Un moment dû à la surcharge **(Q)**

IL a pour rôle de :

- Servant comme garde-corps.

Eviter les débordements des eaux pluviales du niveau des murs extérieurs.

- **Principe de calcul :**

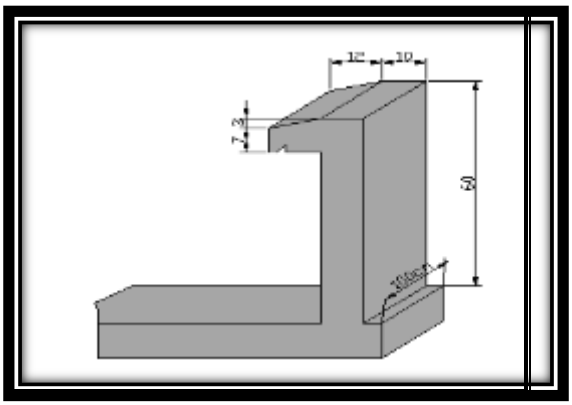


Figure.III.1 : Dimensions de l'acrotère.

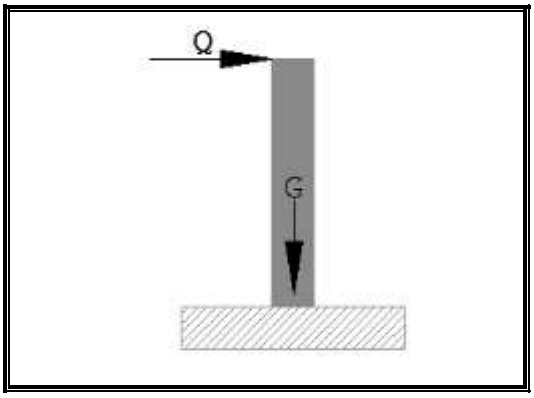


Figure.III.2 **:** Model de calcul de l'acrotère.

III.1.2 .Calcul les efforts :

III.1.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

III.1.2.1.1. Charge permanente **(poids propre) :**

$$G = 25 \text{ x } (0.10 \text{ x } 0.60 + \left(\frac{0.15 \text{ x } 0.03}{2} + 0.07 \text{ x } 0.15\right) \text{x } 1\text{ml}) = 1.82 \text{ KN/ml}$$

III.1.2.1.2. Charges d'exploitations :

Q = 1 x 1ml =1KN/ml.

III.1.2.1.3. Combinaisons d'action:

Tableau.III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.

Etat limite ultime : ELU	
Effort normal :	Nu =1.35x G=1.35x1.82=2.46 KN
Effort tranchant :	Vu =1.5xQ=1.5x1.00=1,5KN
Moment d'encastrement :	Mu =1.5 x Q x h=1.5x1x0.6=0.9 KN.m
Etat limite de service : ELS	
Effort normal :	Nser = G=1.82 KN
Effort tranchant :	Vser =Q= 1 KN.m
Moment d'encastrement :	Mser = Qx h=1x0.6=0.6 KN.m

III.1.3. Ferraillage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à **la flexion composée**.

Avec :

Tableau.III.2 : Paramètre de calcul.

Dimensions			**Caractéristiques**		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
b	100	**Cm**	**Fc28**	25	**MPa**
h	10	**Cm**	**Fe**	400	**MPa**
c	2.5	**Cm**	**Σb**	14.2	**MPa**
c'	2.5	**Cm**	**Σs**	348	**MPa**
d	7.5	**Cm**	**γs ; γb**	1.15 ; 1.5	/

À l'ELU :

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.46} = 36.6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$e \geq 2.5$ cm

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

- **Calcul au Flexion simple:**

Le moment fictief:

$$e = e_1 + (\frac{h}{2} - c) = 36.6 + 2.5 = 39.1\ cm = 0.39\ m$$

$$M_1 = Nu \times e = 2.46 \times 0.39 = 0.96\ KN.m$$

III.1.3.1. Détail de Ferraillage :

Tableau.III.3 : résultat de ferraillage A'ELU et vérification A'ELS.

Etat limite ultime : ELU					
$\mu = \frac{M_1}{b.d^2.\sigma b}$	A_1' (cm²)	A_1(cm²)	A_{min}(cm²)	$A_{adobté}$(cm²)	A_r(cm²)
0.012	0	0.29	1	**5HA10=3.93**	**5HA8=2.51**
Etat limite de service : ELS					
$\sigma_{b\ admi}$	$\sigma_{b\ admi}$	σ_b	σ_s	**Obs**	
15	201.63	0.77	21.3	**Vérifiée**	

À l'ELS :

- **Calcul de l'excentricité :**

$e_0 = GC = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.6.10^2}{1.82} = 32.97$ cm.

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

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, et on a effort normal **N** de compression.

Tableau.III.4 : Vérification section partiellement comprimes

/	**Formule**	**Résultat**
M_G'	Nser. G'c	0.60 KN.m
G'_c	**G'G + Gc**	31.33 cm
G'_G	$\upsilon 1 - \frac{h}{2}$	0.14cm
N_{ser}	1.82 KN	1.82 KN
I_G	$\frac{b}{3}(\upsilon 13 + \upsilon 23) + 15[A2(\upsilon 2 - c)2 + A1(\upsilon 1 - c')2]$	8691.25cm
B_0	b.h + 15 (A + A')	1058.95 cm
υ_1	$\frac{1}{B_0}\left(\frac{b.h^2}{2} + 15(A_1 x\, c_1 + A_2 x\, d)\right)$	5.15cm
υ_2	$h - \upsilon 1$	4.86cm
Observation	$\frac{M_G'}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$	**Verifiée**

Conclusion :

- ✓ $\sigma b \leq \overline{\sigma b}$
- ✓ $\sigma s \leq \overline{\sigma s}$

Donc :

On adoptera la section calculée à **l'E.L.U.**

III.1.3.2 .Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02 \text{ Mpa} \quad / \quad \overline{\tau_u} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Longrightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

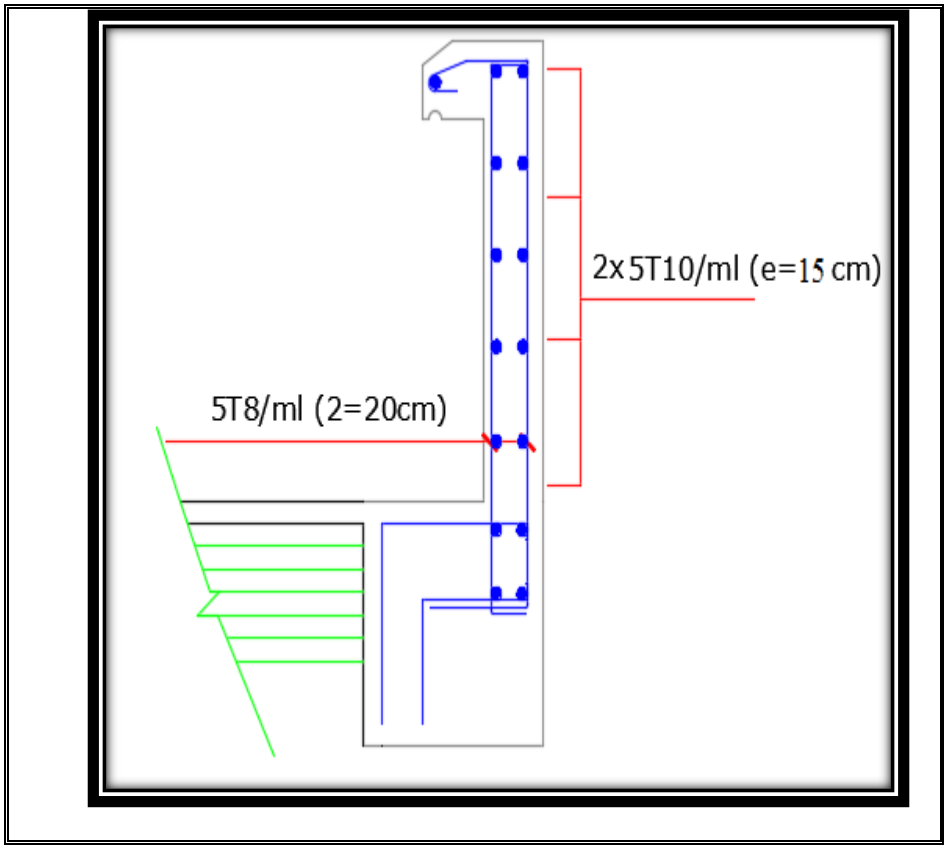


Figure.III.3.ferraillage de l'acrotère.

III.2. Escalier

III.2.1. Introduction

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

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.2.2. Terminologie :

Un escalier se compose d'un :

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égale 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 volées parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **Là-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 ligne de foulée :**

C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

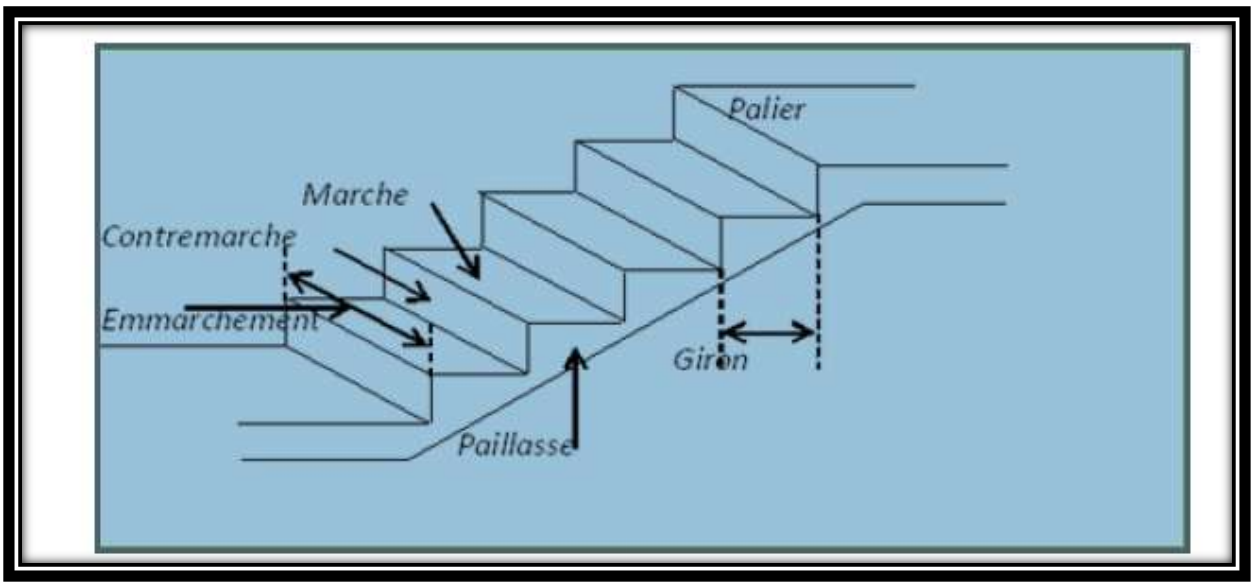


Figure III -4 : Représentation d'un escalier

III.2.3. Definition des éléments d'un escalier

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

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

Schéma statique de l'escalier :

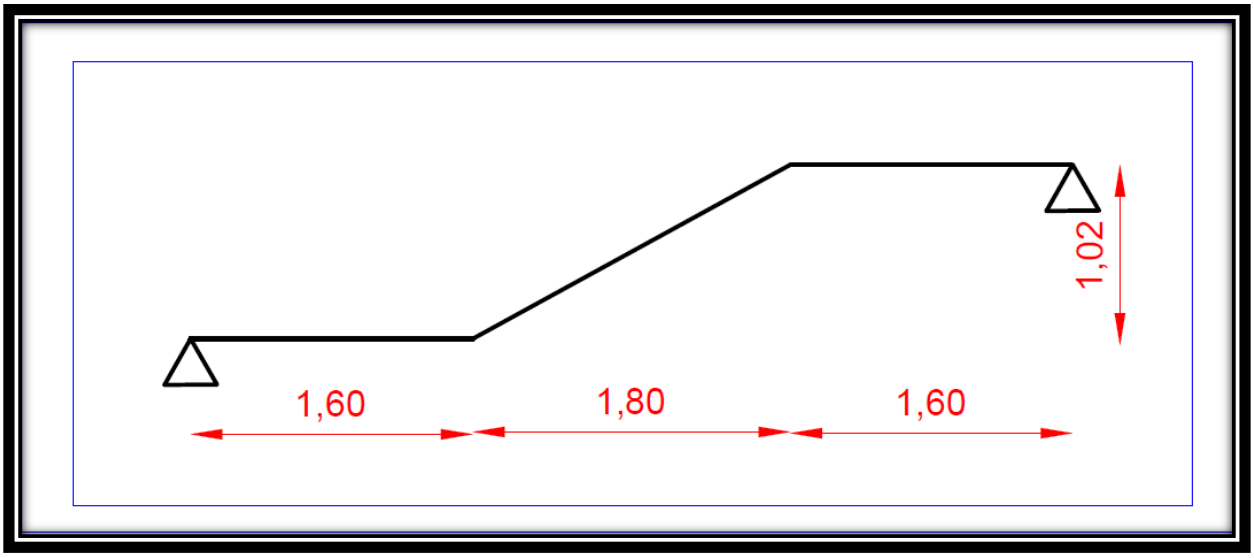


Figure III-5 : le schéma statique de l'escalier

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 18.
- Hauteur du palier: H = 1,02m (on va traiter la partie qui contient 6 contre marches)
- Hauteur de la contre marche :
- $h = \frac{3.02}{18} = 17cm$
- Largeur de la marche : g = 30cm

❖ **Vérification de la formulede Blondel**

60cm ≤ g+ 2h ≤64cm ⟹g+2h =64cm (CV)

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

tg α = H / L = 1,02/1.80= 0,566 D'où alors : **α =29,54°**

L=$\sqrt{1.8^2 + 1.02^2}$ 2.06m L_{tot} =1.6+2.06+1.6 =5.26m

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

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

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 15.02 \leq e \leq 17.53$ **en prend e=18cm**

III.2.4.Evaluation des charges et surcharges

III.2.4.1. Charges permanentes

Tableau III.5.Charge permanente du palier de repos

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	**0,40**
2	Mortier de pose	0,02	20	**0,40**
3	Lit de sable	0,03	18	**0.54**
4	Poids propre du palier	0.18	25	**4.5**
5	Enduit ciment	0,02	18	**0,36**
Charge permanente G				6.2

Tableau.6:Evaluation des charges permanentesde la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	**0,40**
2	Mortier de pose	0,02	20	**0,40**
3	Lit de sable	0,03	18	**0.54**
4	Poids propre de la paillasse	0.18/ cos α	25	**5.17**
5	Poids des marches	0,17/ 2	25	**2,13**
6	Enduit ciment	0,02	18	**0,36**
Charge permanente G				9.00

III.2.4.2. Surcharges d'exploitation :

Q=2.5 kN/m2

III. 2.5. Détermination des efforts

Tableau III-7. Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	PU (kN/ml)	PS (kN/ml)
Palier	6.2	2.5	12.12	8.7
Paillasse	9.00	2.5	15.9	11.5

l'E.L.U :

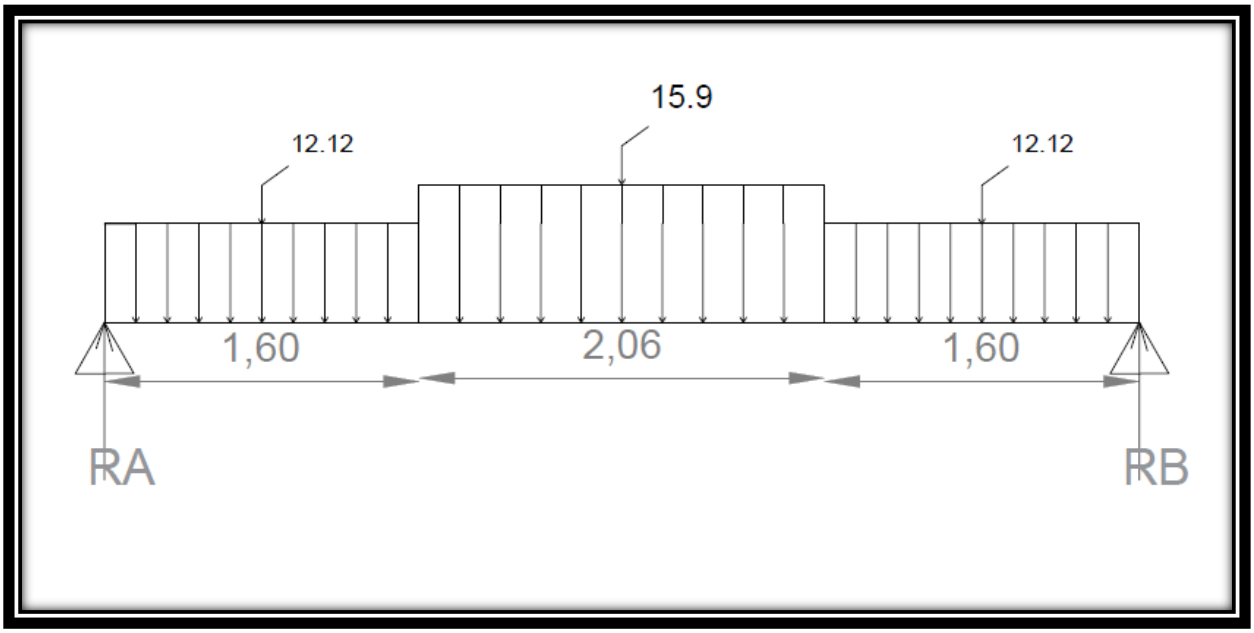


Figure.6:Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier à l'ELU.

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bandede 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous lacombinaisonà l'ELS.

Tableau.8:Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier

	G (kN/m^2)	**Q (kN/m^2)**	**P_u (kN/m^2)**	**Réactions (kN)**	**M_0 (kN.m)**	**Travée**	**Appuis**
						0,85.M_0 (kN.m)	**0,50.M_0 (kN.m)**
Palier	6.20	2,5	12.12	R_A=35.77 R_B=35.77	49.86	42.34	24.9
Paillasse	9.00	2,5	15.9				

.

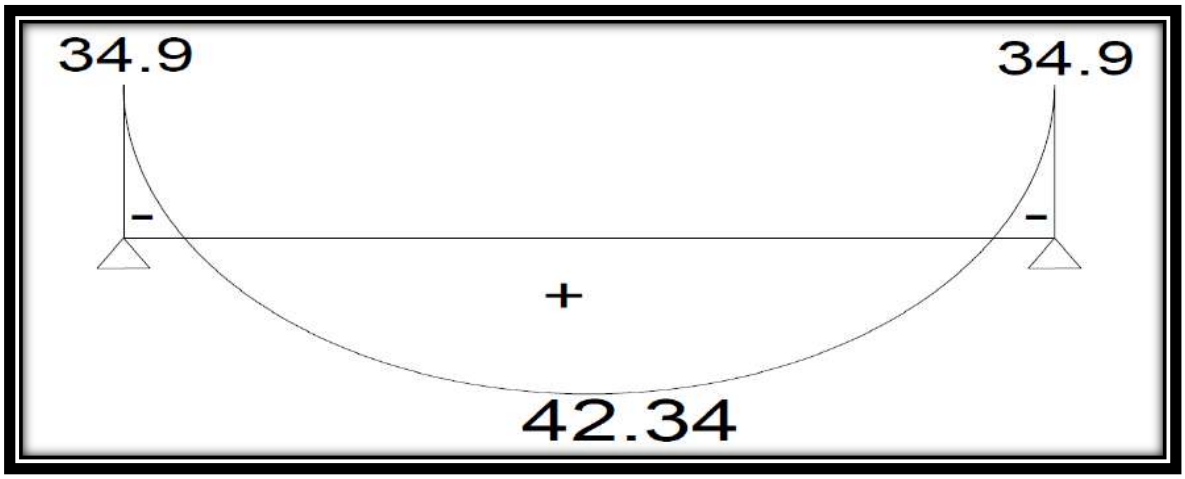


Figure 7:Diagrammes des efforts internes a) à l'E.L.U

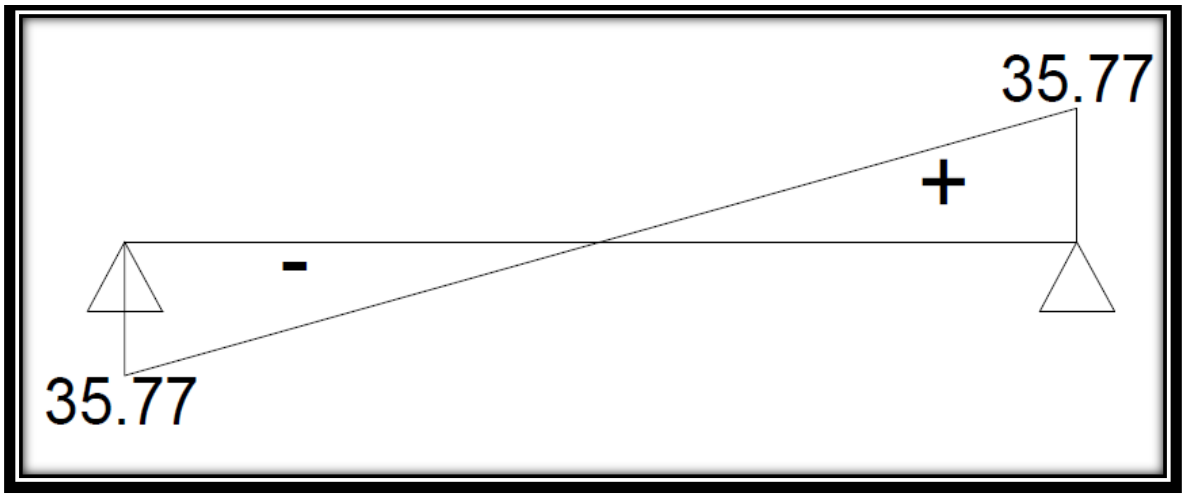


Figure.8 :Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU.

l'E.L.S:

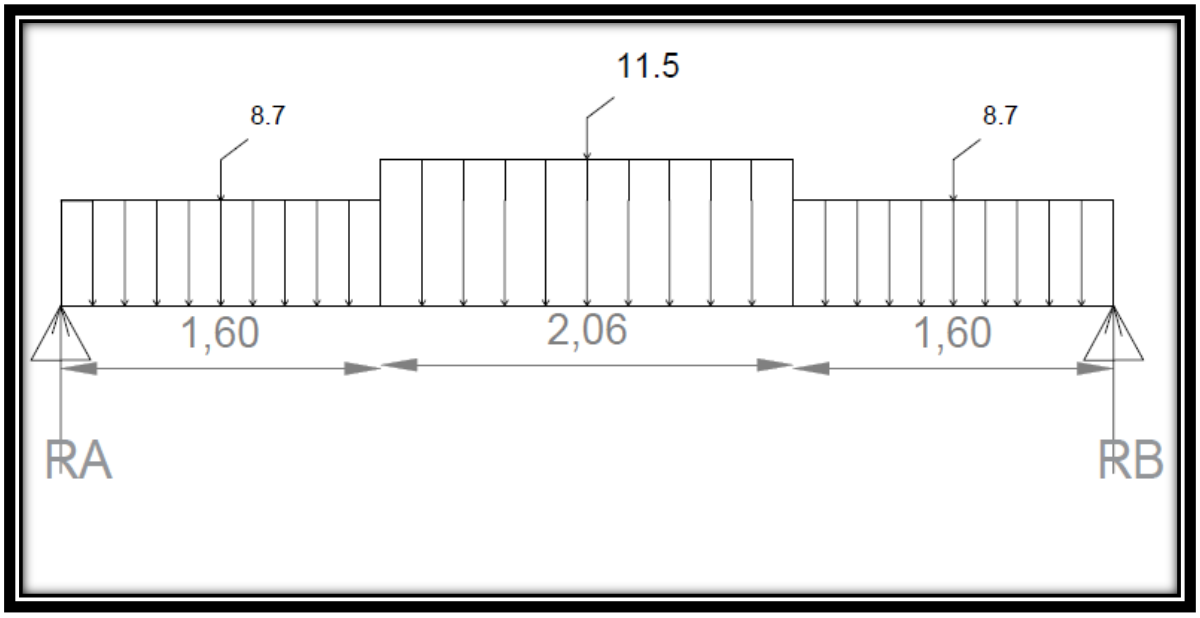


Figure 9:Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier à l'ELS.

Tableau.9:Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	**Q (kN/m^2)**	**P_{ser} (kN/m^2)**	**Réactions (kN)**	**M_0 (kN.m)**	**Travée**	**Appuis**
						$0,85.M_0$ (kN.m)	**$0,50.M_0$ (kN.m)**
Palier	6.20	2,50	8.7	R_A=25.77	35.94	30.55	**17.97**
Paillasse	**9.00**	**2,50**	**11.5**	R_B=25.77			

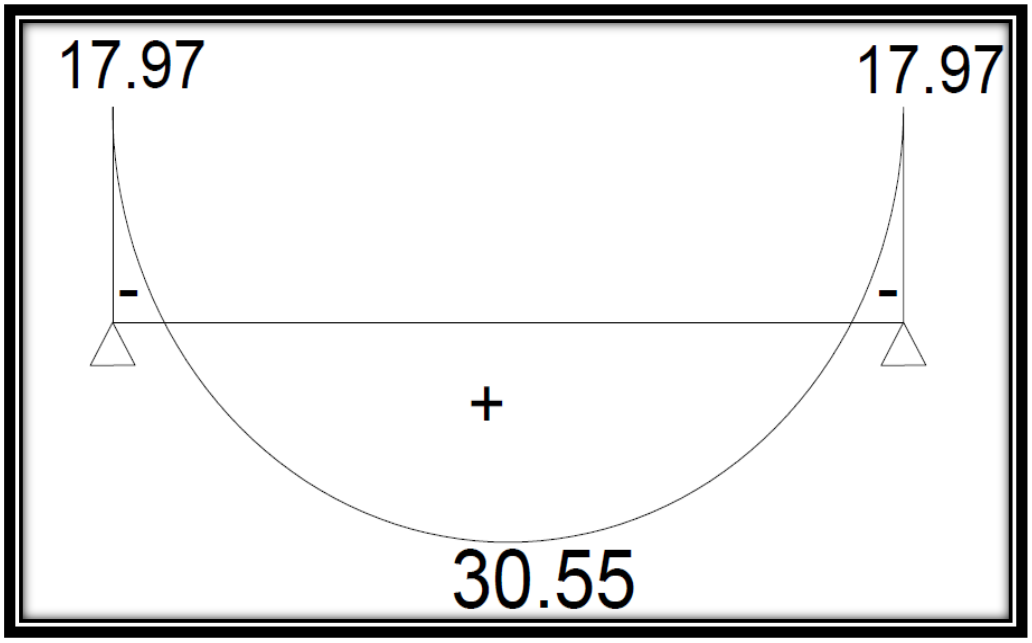


Figure.10:Diagrammes des efforts internes a) à l'E.L.S

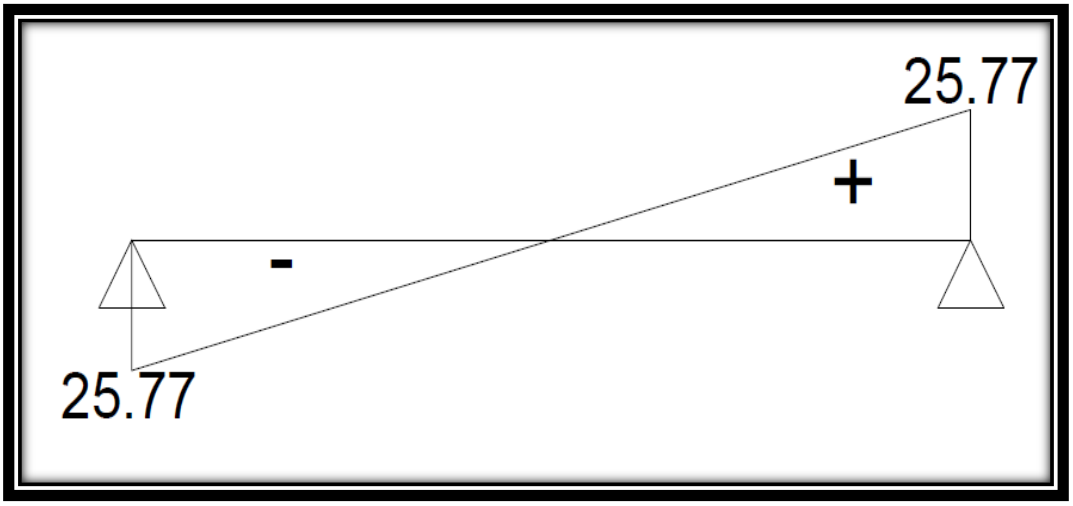


Figure.11 :Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELS

III. 2.6. Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.10 . Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau.10:Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{rép=\frac{A}{4}}$ (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
En travée	42.34	8.41	0,00	1,80	8HA14 = 12.32	3.08	4 HA10 = 3.14
En appuis	24.9	0,00	4.8		8HA14 =12.32	3.08	4 HA10 = 3.14

➢ Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93]

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.8\ cm^2$$

Donc : $A_{choisir} > A_{min}$ **Condition Vérifiée**

Le tableau III.11présente la vérification de la contrainte tangentielleselon les conditions du règlement CBA93[2].

T= 35.77KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{35.77x10^3}{1000x155} = 0.23\ MPA$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2\ x\ fc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$$ **fissuration peu nuisible**

$$\tau = 0.23\ MPA \leq \bar{\tau} = 3.33\ MPA$$ **Vérifiée**

Tableau.11:Vérification de la contrainte tangentielle.

	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armatures de répartitions	$\bar{\tau}_u$ (MPa) = $Min\left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) $= \frac{V_u}{b_0.d}$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Travée	12,50cm ≤ 33cm	25,00cm ≤ 45cm	3,33	0,230	**CV**
Appuis	12.50 ≤ 33cm	25,00cm ≤ 45cm			

III. 2.7. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible : donc, on ne doit vérifierque : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$, voir (tableau III.12)

Tableau 12:Vérification à l'E.L.S.

	En travée	En appuis
A (cm²)	12.32	12.32
Mser (kN.m)	30.55	17.97
Y (cm)	$50y^2+ 15A.y -15A.d= 0$ (y= 5.94)	y=5.94
I (cm^4)	$I=(b/3)y^3+15A(d-y)^2$ (I=23875.7)	I=23875.7
$\overline{\sigma_b}$**(MPa)**	15	15
σ_b**(MPa)**	$\sigma_b = (Mser/I)y=7.6$	$\sigma_b = (Mser/I)y=4.47$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	OUI	OUI

III. 2.7. Vérification de la flèche

- $\bar{f}_{adm}= \frac{L}{1000}+ 0.5$ cm pour L >5m
- $\bar{f}_{adm}= \frac{L}{500}$ pour L ≤5m

D'après **le ROBOT expert BA 2010**. Il donne :

Tableau -13 Condition de la flèche

Poutres			**Sollicitation à l'ELS**	**Armatures principales**	**Flèche**		**Vérification**
Section	L (m)	e (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm^2)	FCalculé (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Escalier	5.26	18	42.34	12.32	9.5	10.26	Oui

III. 2.8. Calcule de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

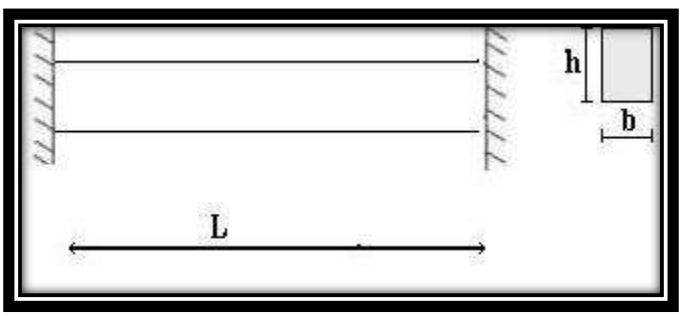


Figure III-12 : Dimensionnement de la poutre palière

La longueur de la poutre: L = 3.00m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

- 20,00cm ≤ h ≤ 30.00cm

On adopte : h=30cm

0,3h≤ b ≤ 0,7h

- 9.00cm ≤ b ≤ 21cm

On adopte : b=30cm

III.2.8.1 : Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre : Pp=0.3x0.3x25 = 2.25kN/ml

Réaction d'escalier :Ru = 35.77KN , Rs = 25.77KN

$$\begin{cases} P_U = 1.35(Pp) + Ru = 38.31\ KN \\ P_{Ser} = (Pp) + Rs = 28.02\ KN \end{cases}$$

III.2.8.2: calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis,

La méthode **R.D.M.donne :**

Tableau.III.14. Les résultats des efforts.

/	R_a (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
	$R_a = R_b = \frac{P_U \times L}{2}$	$M_a = M_b = \frac{P_U \times L^2}{12}$	$M_{t\,max} = \frac{P_U \times L^2}{24}$
ELU	57.47	28.73	14.37
ELS	42.03	21.02	10.51

III.2.8.3. Ferraillage de la poutre palière

- Ferraillage de la poutre palière (Flexion Simple)
- **Al' ELU :**

Tableau.III-15 : les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa f_{t28} = 2.1 MPa	γ_b = 1.5 **b** = 30cm	σ_{bc} = 14.2 MPa **h**= 30cm	**c** = 3 cm **d**=27 cm
Acier	FeE400	**fe**=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau.III.16. Les résultats du ferraillage de la poutre palière.

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	β	Acal (cm²/ml) $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	A choisir (cm²)
En travée	14.37	0.014	0.993	1.54	**3HA12=3.39**
Eux appuis	28.73	0.028	0.986	3.10	**4HA12=4.52**

III.2.8.3.a.Condition de non fragilité

On vérifie que:

$A \geq Amin = \frac{B}{1000}$

En travées: $A=3.39\ cm^2 \geq Amin = \frac{30*30}{1000} = 0.9\ cm^2$ (c.v)

En appuis : $A=4.52\ cm^2 \geq Amin = \frac{30*30}{1000} = 0.9\ cm^2$ (c.v)

III.2.8.3.b.Vérification de l'effort tranchant :

T= 57.47 KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{57.47x10^3}{300x270} = 0.70\ MPA$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2\ x\ fc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$$ **fissuration peu nuisible**

$\tau = 0.70\ MPA \leq \bar{\tau} = 3.33\ MPA$ **Vérifiée**

III.2.8.4. Vérification à l'E.L.S :

D'après **le ROBOT expert BA 2010**. Il donne :

Tableau.III.17 Vérification des contraintes de la poutre palière à l'ELS

	A(cm²)	$Mser(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3.39	10.51	3.59	15	Cv
Eux appuis	4.52	21.02	6.48	15	Cv

III.2.8.5 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{300} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad (cv)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0.1 \geq \frac{1}{10} \times \frac{14.37}{16.91} = 0.084 \quad (cv)$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.39}{30*27} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{(cv)}$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{4.52}{30*27} = 0.0055 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{(cv)}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.Calcul des poutrelles :

III.3.1.Introduction :

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont largeurs est nettement supérieure àl'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, poteaux.) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

III.3.2. Plancher à corps creux :

III.3.2.1. La dalle de compression:

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

- ✓ Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- ✓ Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton légèrement armée de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales.

La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage (Treillis soudé).

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- ✓ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20cm.
- ✓ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;
- ✓ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0.02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{On a: } L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0.461 cm^2/ml$$

- ✓ La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2$ avec un éspacement de $20cm$.

$A_{t2} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2$ avec un éspacement de $20cm$

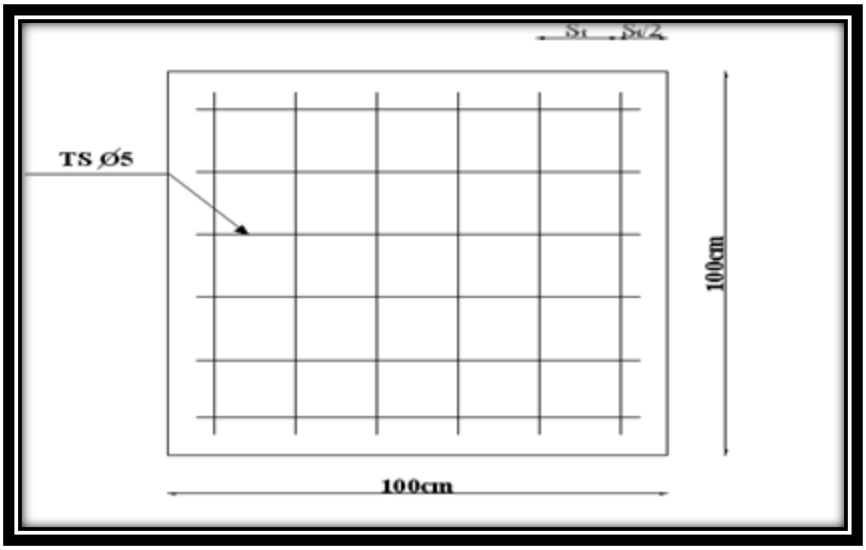


Figure III-13 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3.2.2.Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S= 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.3.2.2.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 à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

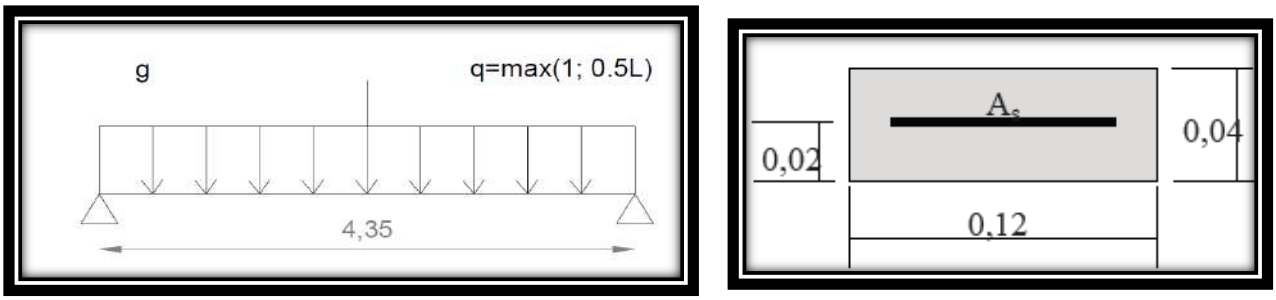


Figure- III.14: schématisation de la poutrelle avant coulage

➢ **.Charges et surcharges :**

- Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 KN/ml
- Poids du corps creux : 0.60×1 = 0.60 KN/m
- G= 0.60 + 0.12 = 0.72 KN/ml.
- Surcharge d'exploitation : $Q = Max\begin{cases} 1\ kN \\ 0.5L\ kN \end{cases}$

Q=0.5*4.35=2.175 kN

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.18 : Moments statiques des poutrelles

M_G(kN.m)	M_Q(kN.m)	M_U(kN.m)
$\frac{GL^2}{8}$ =1.7	$\frac{QL}{4}$=2.37	1.35MG+1.5MQ=5.85

$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \mu = \frac{5.85*10^6}{14.2*20^2*120} = 8.58 > \mu_l$=0.372

- **Conclusion :**

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

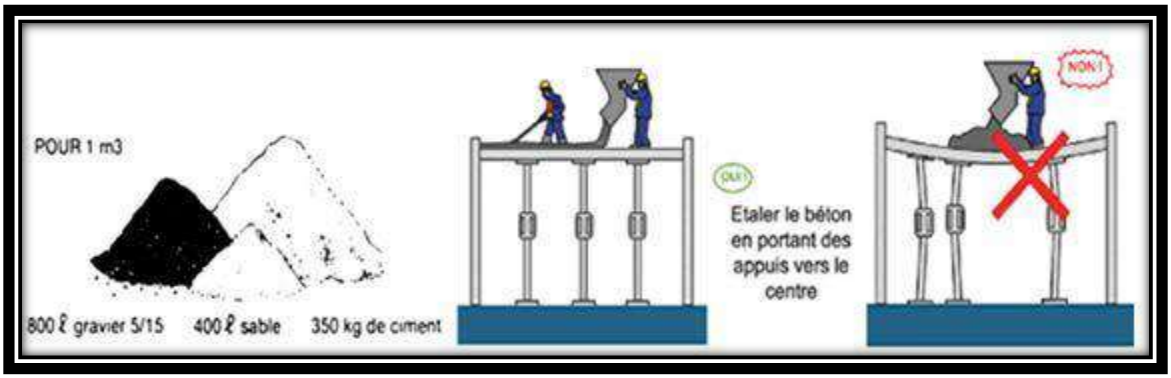


Figure III.15 : Choix de disposition des étaiements

- 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 la flèche pour la comparer avec la flèche admissible si ce condition est vérifier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un flèche inférieur au flèche admissible.

$F_G=\frac{5\times GL^4}{384\times EI}$, $F_Q=\frac{QL^3}{48\times EI}$

$F= F_G+ F_Q$

Tableau III.19 : Calcul des étaiements

Etaiment	G	Q Max (1 KN ; 0.5L KN)	L (mm)	E (MPA)	I (mm^4)	$F_{bar}(mm)$ $\frac{L}{500}$	$F_{final}(mm)$ $\frac{5\times GL^4}{384\times EI}+\frac{QL^3}{48EI}$	$F_{final}<F_{bar}$
0	0.72	2.175	4350	32164.2	640000	8.7	344.26	**Non vérifiée**
1	0.72	1.09	2175	32164.2	640000	4.35	21.54	**Non vérifiée**
2	0.72	1	1450	32164.2	640000	2.9	5.09	**Non vérifiée**
3	0.72	1	1087.5	32164.2	640000	2.175	1.94	**Vérifiée**

III.3.2.2.b. Après coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue

- **Calcul des charges et surcharges :**

Tableau 20 charges et surcharges

	G kN/m	Q kN/m	Pu kN/m	Pser kN/m
Plancher terrasse	6.*0.6=3.84	1*0.6=0.6	6.084	4.44
Plancher courant	5.96*0.6=3.576	1.5*0.6=0.9	6.1776	4.476
Plancher de RDC	5.96*0.6=3.576	1.5*0.6=0.9	6.1776	4.476

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher ayant la plus grande sollicitation et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- **Les types des poutrelles :** Les types des poutrelles de notre projet sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 21 Les types des poutrelles

RDC	Plancher courant	Plancher terrasse
Poutrelles à quatre travées.	Poutrelles à quatre travée Poutrelles à deux travées.	Poutrelles à quatre travée Poutrelles à deux travées.

D'après logiciel SAP2000 en calcul tous les Sollicitations des poutrelles précédentes et on prend les poutrelles les plus défavorables

Tableau 22.les poutrelles les plus défavorables

RDC	Plancher courant	Plancher terrasse
Poutrelles à quatre travées.	Poutrelles à deux travées.	Poutrelles à deux travées.

III.3.2.3. Sollicitations de calcul :

❖ **étage courant**

- Poutrelles à deux travées.

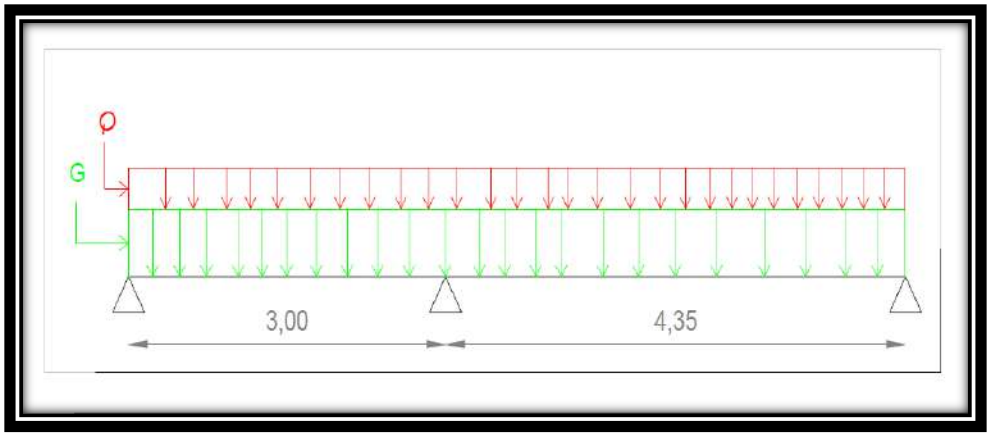


Figure.III.16: Poutrelles à deux travées.

Tableau III.23:les Moments d'encastrement exercés surla poutrelle à l'ELU

Travée	**AB**		**BC**	
$\mathbf{M_t}$ **(kN. m)**	1.896		7.48	
$\mathbf{M_a}$ **(kN. m)**	$\mathbf{M_A}$	$\mathbf{M_B}$	$\mathbf{M_B}$	$\mathbf{M_C}$
$\mathbf{M_a}$ **(kN. m)**	-0.46	-11.43	-11.43	-1.87
T (kN)	$\mathbf{T_w}$	$\mathbf{T_e}$	$\mathbf{T_w}$	$\mathbf{T_e}$
T (kN)	-5.46	13.08	-16.06	10.81

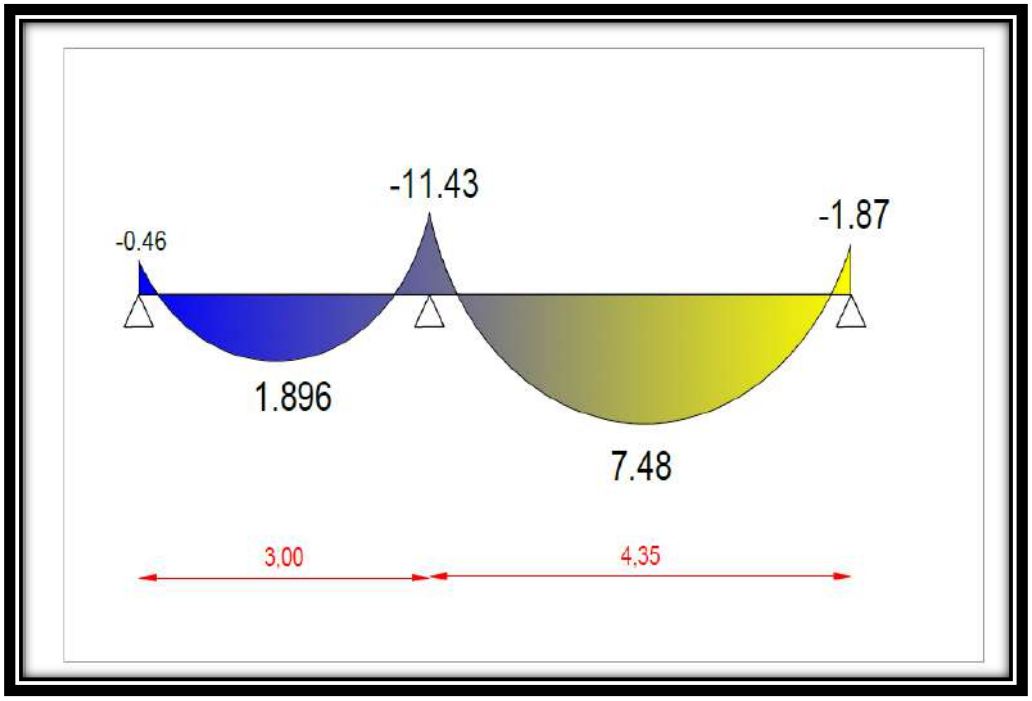


Figure.III.17: Digramme des moments d'encastrement de la poutrelle d'étage courant à ELU

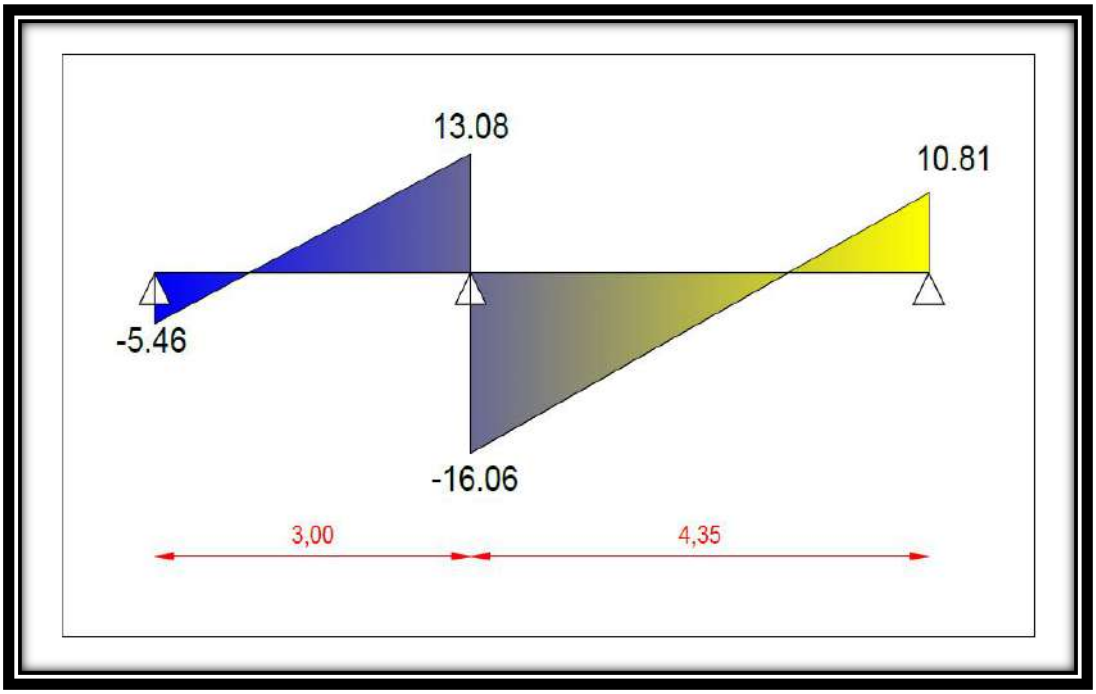


Figure.III.18**:**Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle d'étage courant à ELU

III.3.2.4. Calcul du ferraillage :

Tableau III.24: calcul ferraillage a l'ELU

Position	**M (KN.m)**	**As1 (cm^2)**	**As2 ' (cm^2)**	**As1 (choisi)**	**As2 (choisi)**
Travée	7.48	1.21	/	1.57=2HA10	/
Appui	- 11.43	/	2.44	/	3.05=1HA10+2ChpHA12

III.3.2.5 : Vérifications à l'ELS:

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau III.25**:**les Moments d'encastrement exercés sur la poutrelle d'étage courant à l'ELS

Travée	**AB**		**BC**	
$\mathbf{M_t}$ **(kN. m)**	1.38		5.42	
$\mathbf{M_a}$ **(kN. m)**	$\mathbf{M_A}$	$\mathbf{M_B}$	$\mathbf{M_B}$	$\mathbf{M_C}$
$\mathbf{M_a}$ **(kN. m)**	-0.34	-8.28	-8.28	-1.36

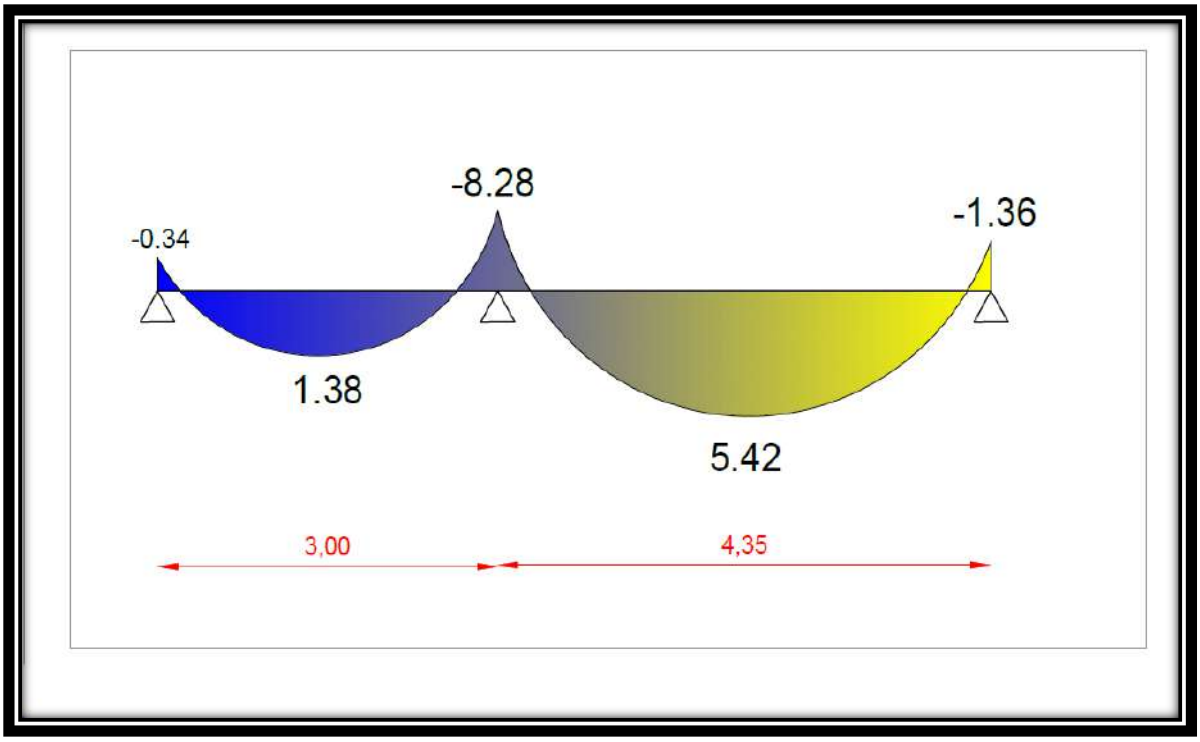


Figure.III.19:Diagramme des moments dans la poutrelle d'étage courant l'ELS

La fissuration est peu nuisible, Donc il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau 26:Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Etages	Sollicitationà l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
EC	5.42	-8.28	3.19	10.48	15	**CV**

- **Vérification des contraintes de cisaillement à ELU**

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

Tableau 27:Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

Etages	T_u (kN. m)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
EC	**16.06**	**0.74**	**3,33**	**CV**

- **Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\emptyset_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur d'âme de la nervure.

$\Phi_t \leq (5.71; 12; 12)\text{mm}$

Armatures ronds lisses$\emptyset_t = 6$ mm avec une nuance d'acier FeE400

Choix : $\mathbf{2T6 = 0.57cm^2}$

- **Espacement des armatures transversales :[ART A.5.1.2.2 CBA93]**

$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40\text{cm}\end{cases}$ = (16.2; 40 cm)

Donc: St=15 cm

- **Vérification de la flèche**

Tableau 28: Vérification de la flèche

Poutres				**Sollicitation à l'ELS**	**Armatures principales**	**flèche**		**Vérification**
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	**Oui/non**
Poutrelle	**4.35**	**20**	**8**	**5.42**	**1.57**	**3.2**	**7.7**	**oui**

III.4.Dalle pleine:

III.4.1.Introduction:

Les dalles pleines sont des pierres minces et planes dont la largeur est supérieure àl'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

III.4.2.Méthode de calcul:

La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc : on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.4.3. Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexionpour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les typesd'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibrestatique du point de vue travail tel que $\Sigma\ travaux = 0$, voir annexe 5.

Σ des Travaux Externes - Σ des Travaux Internes = 0

- ✓ **Travail extern**

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

Text= P.f.

Pour le cas particulier de la charge répartie :

Text= charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

- ✓ **Travail interne**

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

Tint = M.l.θ

III.4.4. Cas d'une dalle reposant sur 3 appuis :

III.4.4.1. Position des lignes de rupture:

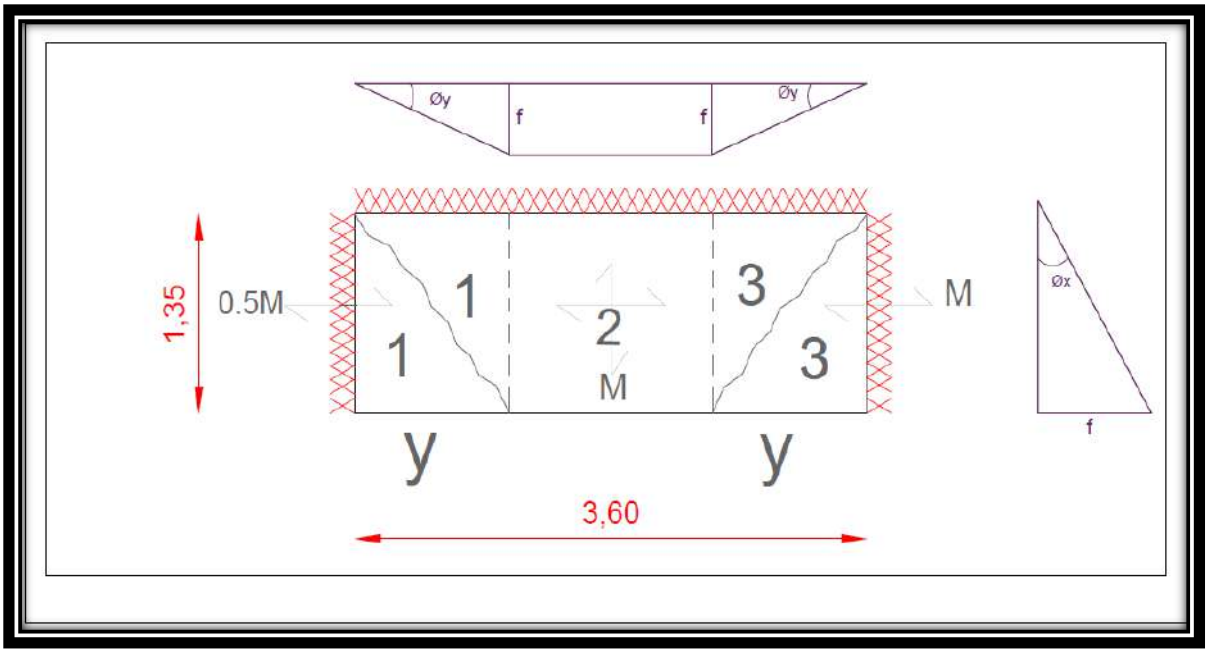


Figure III.20. Representation des lignes de repture cas de dalle sur 3 appuis

❖ **type de la dalle pleine (rectangulaire) :**

L_X=1.35m L_Y=3.6m

$$\frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.35}{3.6} = 0.375 < 0.4$$

donc la dalle travaille suivant 1 seul direction

➢ **Détermination de M :**

Principe de travail virtuel Tint=Text

a.travaille externe :

Tableau III.29.les valeurs du travail externe

Eléments	Travail externe
1	p.f.(0.225y)
2	p.f.(2.43-1.35y)
3	p.f.(0.225y)
∑	p.f(2.43-0.45y)

b.travail interne:

Tableau III.30. les valeurs du travail interne.

Eléments		Moment de rupture **(M)**	Longueur **(L)**	Rotation **(θ)**	Travail interne
1	+	M	1.35	f/y	1.35Mf/y
	-	0.5M	1.35	f/y	0.675Mf/y
2	+	M	2y	f/1.35	1.48Mfy
	-	M	3.06	f/1.35	2.66Mf
3	+	M	1.35	f/y	1.35Mf/y
	-	M	1.35	f/y	1.35Mf/y
∑					Mf(4.725/y+1.48y+2.66)

Tableau III.31.Les actions sur la dalle

	G(KN/m)	Q(KN/m)	P(KN/m)
ELU	6.91	3.5	14.57
ELS			10.41

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum \mathbf{Tint} = \sum \mathbf{Text}$

On obtient :

Mf(4.725/y+1.48y+2.66)= p.f(2.43-0.45y)

$$M=p\frac{(2.43-0.45y)}{(4.725/y+1.48y+2.66)}$$

$$\frac{dM}{dy} = 4.79y^2+4.25y-11.48=0 \quad (y=1.16)$$

Donc : $\Longrightarrow$ p=4.42M

$\Longrightarrow$M=0.23p

Mu=0.23*14.57=3.35KN.m

Mser=0.23*10.41=2.39KN.m

- **En travée :**

$\mathbf{M_{ut}}$=3.35KN.m

$\mathbf{M_{sert}}$=0.8*2.39=1.91KN.m

- **Aux appuis :**

$\mathbf{M_{au}}$=0.5*3.35=1.675KN.m

$\mathbf{M_{aser}}$=0.5*2.39=1.195KN.m

III.4. 5 .Calcul du ferraillage à l'ELU :

Tableau III.32. les données du ferraillage

Béton	**Ƒc$_{28}$**= 25 MPa **Ƒt$_{28}$** = 2.1 MPa	**γb** = 1.5 **b** = 100cm	**σ$_{bc}$** = 14.2 MPa **h**= 15cm	**d**=12.5 cm
Acier	FeE400	**fe**=400Mpa	**γs** = 1.15	**σs** = 348 MPa

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Tableau III.33. Ferraillage de la dalle pleine.

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma bc}$	β	$A_{min}(cm^2)$	Acal (cm^2/ml) $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	Achoisir (cm^2)
En travée	3.35	0.016	0.992	1.5	1.13	**5HA10=3.93**
Eux appuis	1.675	0.008	0.996	1.5	0.39	**5HA10=3.93**

Tableau. III.34:Condition de non fragilité des dalles pleines

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min} \leq A$
Travée	3.93	1.50	Oui
Appuis	3.93	1.50	Oui

- **Vérification de la section :**

$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Longrightarrow \quad 10 \leq \frac{150}{10} = 15$ **Condition Vérifiée**

- **Condition d'espacement :**

$St = \frac{100}{5} = 20cm \leq Min\left[3h = 45\ ;\ 33cm\right] = 33cm$ **Condition Vérifiée**

III.4. 6.Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes**

- On a un panneau de dalle de rive

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

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \overline{\sigma_b} = 15$$

D'après **le ROBOT expert BA 2010**. Il donne :

Tableau.III.35.Vérification des contraintes à l'ELS

	A(cm²)	M_{ser}**(kN .m)**	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3.93	3.35*0.8=1.91	0.5	Oui
En appuis	3.93	2.39*0.5=1.19	0.29	Oui

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

Tableau III-36: Vérification au cisaillement

	Suivant X
V(KN)	$Pl_x/2$ =(14.57*1.35)/2 =9.83
$\boldsymbol{\tau}$**(MPa)**	$(9.83*10^3)/1000*125=0.08$
$\bar{\boldsymbol{\tau}}$**(MPa)**	(0.07*25)/1.5=1.16
$\boldsymbol{\tau \leq \bar{\tau}}$	Oui

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

- **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625$ **Vérifiée**

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.11 > \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} = 0.005$ **Vérifiée**

$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3.93}{100\times12.5} = 0.003 < \frac{2}{400} = 0.005$ **Vérifiée**

Donc: Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. Caractéristique géométrique de la structure

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2.1. Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i, Y_i:Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G:Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} . Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_x, I_y:Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

Avec :

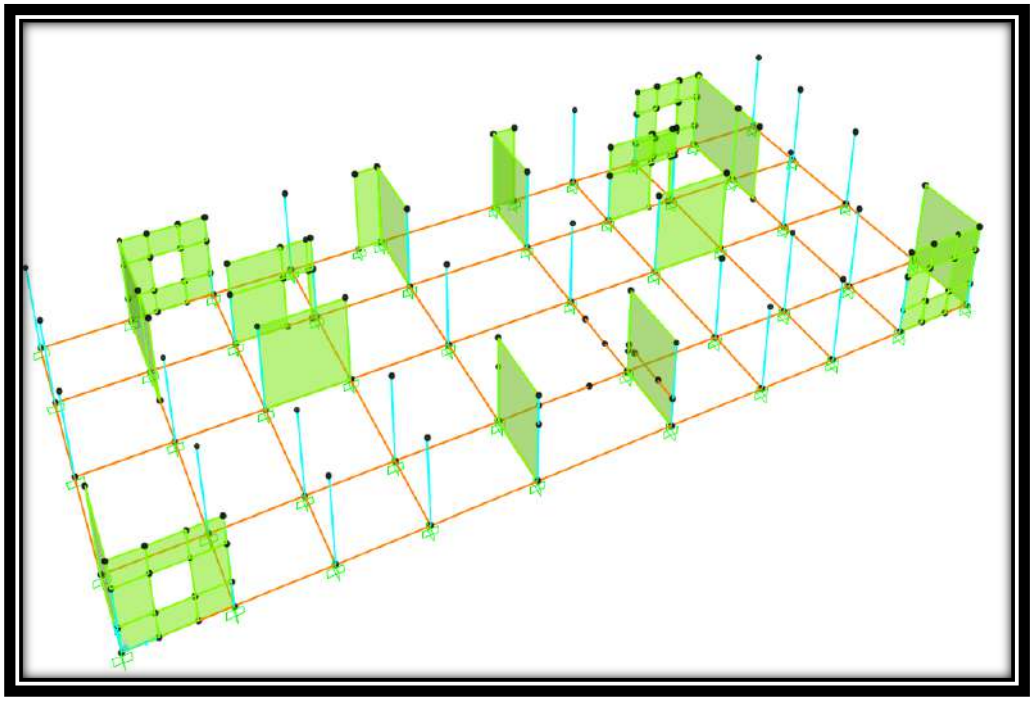
X_i, Y_i:Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R:Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

✓ Interprétation des résultats :

- **Disposition des voiles**



- Figure IV.1. La disposition des voiles

Tableau IV.1 :Centre de masse et centre de torsion.

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie	
Diaphragme N°	Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)
I_ DIAPH_ 3.57	3.57	8745.251	16.743	7.184	16.690	5.186
H_ DIAPH_ 6.63	6.63	8073.001	16.742	6.619	16.670	5.012
G_ DIAPH_ 9.69	9.69	7921.762	16.736	6.620	16.662	4.985
F_ DIAPH_ 12.75	12.75	7785.814	16.735	6.622	16.660	4.987
E_ DIAPH_ 15.81	15.81	7533.168	16.736	6.618	16.659	5.004
D_ DIAPH_ 18.87	18.87	7300.115	16.734	6.621	16.659	5.027
C_ DIAPH_ 21.93	21.93	7194.845	16.734	6.619	16.660	5.054
B_ DIAPH_ 24.99	24.99	7608.669	16.684	6.610	16.662	5.085
A_ DIAPH_ 28.05	28.05	6031.455	16.736	6.523	16.663	5.120

IV.2.3.Excentricité

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_{X\,thé} = |X_G - X_R| \quad , \quad E_{Y\,thé} = |Y_G - Y_R|$$

En suivant l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 5\% * L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% * L_Y$$

Avec :

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 34.10 m

Largeur du bâtiment = 14.80 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx =5.03 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2.15 m

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions.

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
I_ DIAPH_ 3.57	3.57	0.053	1.998	Ok
H_ DIAPH_ 6.63	6.63	0.072	1.607	Ok
G_ DIAPH_ 9.69	9.69	0.074	1.635	Ok
F_ DIAPH_ 12.75	12.75	0.075	1.635	Ok
E_ DIAPH_ 15.81	15.81	0.077	1.614	Ok
D_ DIAPH_ 18.87	18.87	0.075	1.594	Ok
C_ DIAPH_ 21.93	21.93	0.074	1.565	Ok
B_ DIAPH_ 24.99	24.99	0.022	1.525	Ok
A_ DIAPH_ 28.05	28.05	0.073	1.403	Ok

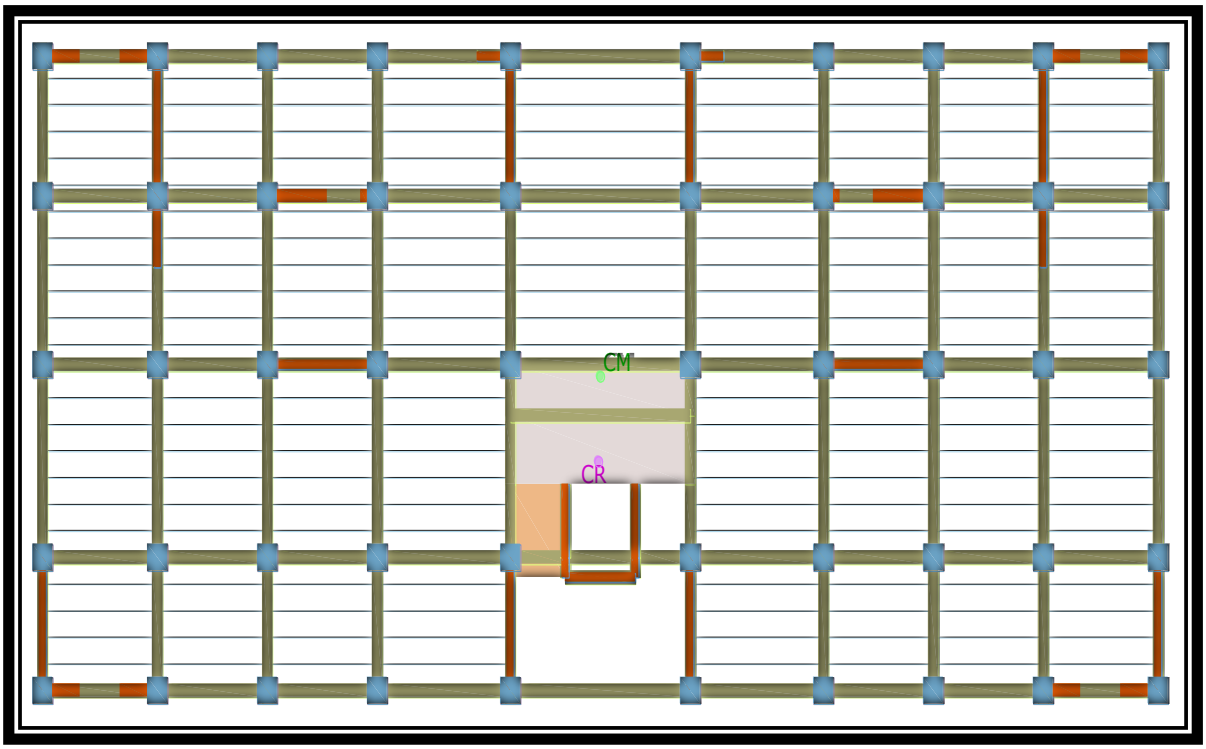


Figure IV.2. La disposition du centre de masse et centre de torsion

Tant qu'il y a trois niveaux qui ne sont pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière (RPA99 v2003 Art.3.5.1).

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

IV.3.Choix de la méthode de calcul

IV.3.1.Introduction

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone IIa, Groupe d'usage 2, et la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.0.2 »

IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale (RPA99 v2003 Art.4.3.7)

IV.3.2.1. Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des 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 la structure.

IV.3.2.2.Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le «SAP2000.v20.0.2 » 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.

IV.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & pour: 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & pour: T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3\,sec \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & pour: T > 3\,sec \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A (RPA99 v2003 Tab 4.1)

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Zone IIa, groupe d'usage 2)⇒A=0.15

b) Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

c) Coefficient de comportement R

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles.

Donc : R=3.5

Tableau IV.3 : Distribution des sollicitations suivant X.

Suivant X :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 28.05	3411.225	2722.345	688.880
B_ DIAPH_ 24.99	8893.074	5971.989	2921.085
C_ DIAPH_ 21.93	13645.986	9492.210	4153.776
D_ DIAPH_ 18.87	15714.110	12780.510	2933.600
E_ DIAPH_ 15.81	24091.947	18108.921	5983.026
F_ DIAPH_ 12.75	25965.953	22090.868	3875.085
G_ DIAPH_ 9.69	31616.240	27372.239	4244.001
H_ DIAPH_ 6.63	36479.619	31650.834	4828.785
I_ DIAPH_ 3.57	47471.391	39610.128	7861.263

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 28.05	100	79.805	20.195
B_ DIAPH_ 24.99	100	67.153	32.847
C_ DIAPH_ 21.93	100	69.560	30.440
D_ DIAPH_ 18.87	100	81.331	18.669
E_ DIAPH_ 15.81	100	75.166	24.834
F_ DIAPH_ 12.75	100	85.076	14.924
G_ DIAPH_ 9.69	100	86.577	13.423
H_ DIAPH_ 6.63	100	86.763	13.237
I_ DIAPH_ 3.57	100	83.440	16.560

Tableau IV.4 : Distribution des sollicitations suivant Y.

Suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 28.05	4354.490	2722.345	1632.145
B_ DIAPH_ 24.99	9545.729	5971.989	3573.740
C_ DIAPH_ 21.93	14569.313	9492.210	5077.103
D_ DIAPH_ 18.87	19551.326	12780.510	6770.816
E_ DIAPH_ 15.81	25618.601	18108.921	7509.680
F_ DIAPH_ 12.75	31089.418	22090.868	8998.550
G_ DIAPH_ 9.69	37228.321	27372.239	9856.082
H_ DIAPH_ 6.63	42816.572	31650.834	11165.738
I_ DIAPH_ 3.57	52055.781	39610.128	12445.653

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 28.05	100	62.518	37.482
B_ DIAPH_ 24.99	100	62.562	37.438
C_ DIAPH_ 21.93	100	65.152	34.848
D_ DIAPH_ 18.87	100	65.369	34.631
E_ DIAPH_ 15.81	100	70.687	29.313
F_ DIAPH_ 12.75	100	71.056	28.944
G_ DIAPH_ 9.69	100	73.525	26.475
H_ DIAPH_ 6.63	100	73.922	26.078
I_ DIAPH_ 3.57	100	76.092	23.908

d) Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau IV.5 :Facteur de qualité.

		Suivant X		Suivant Y	
	Critère	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en elevation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
		Q=1+ $\sum_1^6 P_q$	**1.10**	Q=1 + $\sum_1^6 P_q$	**1.10**

IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique

IV.3.3.1. Analyse modale

IV.3.3.1.1. Comportement modal

Tableau IV.6: Comportementdes trois premiers modes.

Modes	**1er mode**	**2éme mode**	**3éme mode**
Comportment	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z
Period (s)	0.73	0.69	0.56

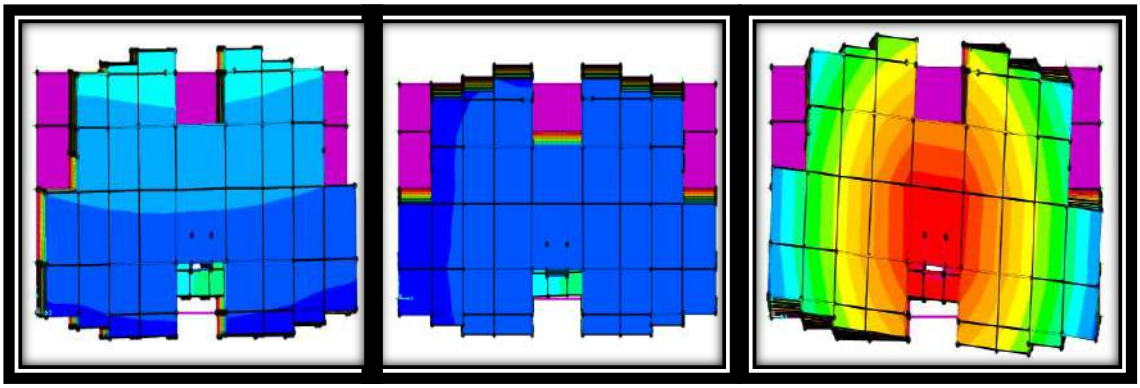


Figure IV.3. Le comportement des trois premiers modes

IV.3.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des 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 v2003 Art.4.3.4.a).

Tableau IV.7. Vérification de la participation massique

Mode (i)	Période (s)	Cumulée de U_x (%)	Cumulée de U_y(%)	Cumulée de R_z(%)
1	0.735	0.028	65.785	0.007
2	0.692	65.639	65.817	1.426
3	0.564	67.021	65.82	65.815
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
11	0.084	93.774	86.18	87.445
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
14	0.076	93.783	93.1	87.446
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
26	0.064	93.846	93.412	94.185

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 11 ème mode suivant l'axe (X).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 14 ème mode suivant l'axe (Y).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au 26 ème mode auteur de l'axe (Z).

Le Nombre des modes totales = 36 modes.

Le Temps des modes Totales = 4.81 s.

Le Nombre des modes retenus = 26 modes.

Le Temps des modes retenus =4.07 s.

IV.3.3.2.Analyse statique et dynamique

IV.3.3.2.1. Stabilité de la structure

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA99 v2003 Art.4.3.6)

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée,

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

Calcul de la force sismique totale V (RPA99 v2003 Art.4.2.3)

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

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone IIa, Groupe 2) ⇒ A=0.15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & pour: 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \leq T \leq 3sec \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & pour: T \geq 3\,sec \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique.

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x == 0.436, \qquad T_y == 0.609$$

$$\Rightarrow D_x = 2.082 \quad , \quad D_y = 1.666$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.10$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0.2$$

Tableau IV.8 :Les valeurs de la force sismique.

A	$\boldsymbol{D_x}$	$\boldsymbol{D_y}$	$\boldsymbol{Q_x}$	$\boldsymbol{Q_y}$	R	$\boldsymbol{W(kN)}$	$\boldsymbol{V_x(kN)}$	$\boldsymbol{V_y(kN)}$
0.15	2.082	1.666	1.1	1.1	3.5	68194.08	6683.02	5387.33

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.0.2 » sont :

$$V_{tx} = 7583.41kN \quad , \quad V_{ty} = 6259.98kN$$

Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	$\boldsymbol{V(kN)}$	$\boldsymbol{V_t(kN)}$	$\frac{\boldsymbol{V_t}}{\boldsymbol{V}}$	$\frac{\boldsymbol{V_t}}{\boldsymbol{V}} \geq \mathbf{0.8}$
Sens X	7583.41	6683.02	1.135	Oui
Sens Y	6259.98	5387.33	1.162	Oui

b) Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}:Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\ T\ V_t \leq 0.25 V_t & Si: T \geq 0.7\ sec \\ 0 & Si: T < 0.7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0.344\ sec$, $T_y = 0.344\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{ty}$$

Tableau VI.10 :Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

$h_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i h_i$	$F_{ix}(kN)$	$F_{iy}(kN)$	$M_{Rxi}(kN.m$	$M_{Ryi}(kN.m$	$M_{Sxi}(kN.m$	$M_{Syi}(kN.m$
28.05	6031.46	169182.45	1239.91	1023.52	34779.54	28709.94	100906.58	43305.88
24.99	7608.67	190140.66	1393.51	1150.32	34823.86	28746.53	126912.56	50293.30
21.93	7194.85	157783.06	1156.36	954.562	25359.15	20933.56	120369.05	47629.90
18.87	7300.11	137753.07	1009.57	833.38	19050.61	15725.96	122130.03	48326.72
15.81	7533.17	119099.41	872.861	720.53	13799.94	11391.62	126029.41	49794.25
12.75	7785.81	99269.07	727.52	600.56	9275.98	7657.17	130256.13	51542.06
9.69	7921.76	76761.85	562.57	464.39	5451.36	4500.00	132531.48	52362.83
6.63	8073	53523.99	392.26	323.81	2600.74	2146.87	135142.02	53362.53
3.57	8745.25	31220.54	228.81	188.87	816.85	674.29	146395.45	57019.03
Somme		1034734.13	/	/	145958.07	120485.98	1140674.7	453636.53

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

Tableau IV.11: Vérificationde la stabilité au renversement.

	M_S	M_R	M_S/M_R	**Verification**
Sens x	1140674.7	145958.07	7.82	Oui
Sens y	453636.53	120485.98	3.76	Oui

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA99 v2003 Art.4.4.3)

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

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

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

le déplacement horizontal relatifd'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible$\Delta_{adm} = 0.01h_e$(RPA99 v2003 Art.5.10).

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 28.05	28.05	2.55	8.91	1.15	3.06	Ok	2.63	3.5
B_ DIAPH_ 24.99	24.99	2.20	7.77	1.19	3.06	Ok	2.72	3.5
C_ DIAPH_ 21.93	21.93	1.88	6.58	1.21	3.06	Ok	2.77	3.5
D_ DIAPH_ 18.87	18.87	1.53	5.36	1.20	3.06	Ok	2.75	3.5
E_ DIAPH_ 15.81	15.81	1.19	4.16	1.14	3.06	Ok	2.63	3.5
F_ DIAPH_ 12.75	12.75	0.86	3.01	1.05	3.06	Ok	2.40	3.5
G_ DIAPH_ 9.69	9.69	0.56	1.96	0.89	3.06	Ok	2.05	3.5
H_ DIAPH_ 6.63	6.63	0.31	1.07	0.67	3.06	Ok	1.54	3.5
I_ DIAPH_ 3.57	3.57	0.11	0.39	0.39	3.57	Ok	0.78	3.5

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 28.05	28.05	2.54	8.89	1.20	3.06	Ok	2.75	3.5
B_ DIAPH_ 24.99	24.99	2.20	7.68	1.23	3.06	Ok	2.81	3.5
C_ DIAPH_ 21.93	21.93	1.84	6.45	1.23	3.06	Ok	2.81	3.5
D_ DIAPH_ 18.87	18.87	1.49	5.23	1.20	3.06	Ok	2.74	3.5
E_ DIAPH_ 15.81	15.81	1.15	4.03	1.13	3.06	Ok	2.59	3.5
F_ DIAPH_ 12.75	12.75	0.83	2.89	1.02	3.06	Ok	2.34	3.5
G_ DIAPH_ 9.69	9.69	0.54	1.88	0.86	3.06	Ok	1.96	3.5
H_ DIAPH_ 6.63	6.63	0.29	1.02	0.64	3.06	Ok	1.46	3.5
I_ DIAPH_ 3.57	3.57	0.11	0.38	0.38	3.57	Ok	0.75	3.5

IV.4.Vérification du déplacement en tête : [Art 4.4.3 RPA99v2003]

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console Encastré à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console. [Art B.6.5.3] (2)

Avec : δ adm $=\frac{h}{250}$

δ adm : Déplacement admissible de la structure.

h : La hauteur totale des étages. δ réel ≤ δ adm

Tableau IV.14. Vérification du déplacement en tête

	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	δ_{adm}=h/250 (cm)	δ réel<δ_{adm}
δ_x	2.55	3.5	8.93	11.22	vérifier
δ_y	2.54	3.5	8.89	11.22	vérifier

Commentaire :

Les déplacements en tête sont inférieurs au déplacement admissible.

IV.4.1. Vérification de cisaillement des éléments :

Par le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

Les poutres selon CBA93 **: [Art A.5.1 CBA93] :**

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$\bar{\tau} = min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$ **Fissuration peu nuisible**

$\bar{\tau} = min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$ **Fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable**

Tableau IV.15. Vérification du cisaillement des éléments

Section	b (cm)	h (cm)	T (kN)	Comb	Ɣb	T(mpa)	τadm(mpa)	Obs
Pp 30.45	30	45	169.28	ACC	1.15	1.33	3.26	Vérifiée
Ps 30.35	30	35	142.85	ACC	1.15	1.47	3.26	Vérifiée
P palier	30	30	125.03	ACC	1.15	1.52	3.26	Vérifiée
long30.30	30	30	122.57	ACC	1.15	1.49	2.50	Vérifiée
Ch30.30	30	30	43.14	ACC	1.15	0.52	3.26	Vérifiée

Commentaire :

- Pour les charges horizontales on néglige les efforts tranchant dans les poteaux.
- Dans le cas de R=3.5 les voiles prennent 100% de charges horizontale (t), donc les poteaux sont bloqués (prennent 0%) ; pas besoin de vérifier le cisaillement.

- **Les voiles**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1.4|V_u|}{b.d}$$

La contrainte limite de cisaillement : $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$

Tableau IV.16. Vérification de cisaillement du voile

NG°	a (cm)	L (m)	Angle (°)	Combinaison	Max/Min	Txmax (kN)	τxmax (MPa)	τadm (MPa)	Vérification
voiles de contreventement	20	0.20	0.00	G+Q+EdX	Min	119.63	4.65	5	Vérifiée

IV.4.2.Vérification de l'effort normal réduit à la base :[Art7.1.3.3RPA99v2003] :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV.17. Vérification de l'effort normal réduit à la base

	B(cm)	h (cm)	N (kN)	Bc(mm²)	Comb	fc28 (MPA)	γ (mpa)		Obs
Pot-x-	60	60	1644.63	336400	G+Q+Edx	25	0.196	0.30	vérifiée
Pot-y-	60	60	2026.46	336400	G+Q+Edy	25	0.241	0.30	vérifiée

IV.4.2Vérification de l'effet P-Δ

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

P_k :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau ;

V_k :Effort tranchant de l'étage au niveau " k " ;

Δ_k:Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " ;

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Tableau IV.18 :Vérification de l'effet P-Δ.

Niv (m)	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	θkx	Θky	Vérificaion
28.05	6031.46	1.15	1.21	1176.14	970.88	306	0.019	0.025	Vérifiée
24.99	7608.67	1.19	1.23	1321.83	1091.15	306	0.022	0.028	Vérifiée
21.93	7194.85	1.21	1.22	1096.89	905.46	306	0.026	0.032	Vérifiée
18.87	7300.11	1.20	1.20	957.64	790.52	306	0.030	0.036	Vérifiée
15.81	7533.17	1.15	1.13	827.96	683.47	306	0.034	0.041	Vérifiée
12.75	7785.81	1.05	1.02	690.11	569.67	306	0.039	0.046	Vérifiée
9.69	7921.76	0.90	0.86	533.64	440.51	306	0.044	0.051	Vérifiée
6.63	8073.00	0.67	0.64	372.09	307.16	306	0.048	0.055	Vérifiée
3.57	8745.25	0.40	0.38	217.04	179.16	357	0.045	0.052	Vérifiée

Conclusion :

A la fin de ce chapitre, l'étude dynamique de la structure on a Les dimensions des éléments suivants :

- **Les Poutres :**

-Poutres principal (30x45) cm^2

-Poutres secondaires (30x35) cm^2

-Poutres palier (30x30) cm^2

-Poutres chaînage (30x30) cm^2

-les longrines (30x30) cm^2

- **Les poteaux :**

-Pour (7 + 8) étages : (35x35) cm^2

-Pour (5 + 6) étages : (40x40) cm^2
-Pour (3+4) étages : (50x50) cm^2
-Pour (1+2) étages : (55x55) cm

-Pour (RDC) (60x60) cm2

- **Les voiles :**

Tous les voiles ep=20cm

Chapitre V. Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

a) Combinaisons données par le CBA93 ELS : G + Q

- ELU : 1.35G + 1.5Q

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003

- G+Q±E
- 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires).

V.2.1.Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence $F_e E400$.

Tableau V.1:La section calculée et la section choisied'armatures des poutres.

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	*Combinaison*	A_{S1} (cm^2)	$A_{S1\ choisie}$ (cm^2)	$M_a(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S2\ choisie}$ (cm^2)
Poutres principales	30x45	36.78	ELU	2.55	3HA14 = 4.62	-135.89	ACC	8.63	3HA14 + 3_{CH}HA16 = 10.65
Poutres secondaires	30x35	/	/	/	3HA12 = 3.39	-78.39	ACC	6.5	3HA12 + 3_{CH}HA14 = 8.01

V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS

Apres Avoir Calcule Les Armatures Longitudinales, Une Verification A L'e.L.S Est Necessaire. La Contrainte Admissible De Beton Est Donnee Par La Formule :

$\overline{\sigma_b}$= 0.6 f_{c28} Pour : $f_{c28} = 25\ MPA \rightarrow \overline{\sigma_b} =$ 15mpa.

Si La Fissuration Est Peu Nuisible, On Doit Vérifier Seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau V.2:Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Poutres	position	M_{ser} (KN.m)	comb	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	Obs
Poutres principales (30*45)	Travée	26.61	ELS	4.62	3.87	Vérifiée
	Appui	-34.93	ELS	10.65	3.79	Vérifiée
Poutres secondaires (30*35)	Travée	27.34	ELS	3.39	6.91	Vérifiée
	Appui	-57.25	ELS	8.01	10.65	Vérifiée

Section minimale

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ (RPA99 v2003 Art. 7.5.2.1)

Section tendue: $A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ (CBA93 Art B. 6.4).

Tableau V.3: Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	A_{min}**RPA**(cm^2)	A_{tmin}**CBA**(cm^2)	***Vérification***
Poutres principales (30*45)	9.24	10.65	6.75	1.65	Oui
Poutres secondaires (30*35)	6.78	8.01	5.25	1.05	Oui

V.2.1.2. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

Tableau V.**4.** Calcul de $\bar{\tau}_u$.

Fissuration	**la fissuration est peu nuisible**
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau V.**5.** Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Poutres	Vu (KN)	Comb	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	Obs
Poutre principale (45x30)	169.28	ACC	1.33	4.34	Vérifiée
Poutre Secondaire (30*35)	110.17	ELU	1.13	3.33	Vérifiée

V.2.1.3. Calcul Des Armatures Transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

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

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

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

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.**6.** Calcul des armatures transversales et leur espacement.

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u **(Mpa)**	S_t **(cm)**	A_t **(cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**At (cm^2)**	**S (ZN)**	**S'(ZC) (cm)**	$A_{t\ choisie}$ **(cm^2)**
PP (30x45)	1.33	38.25	1.14	9.60	22.5	2.025	10	15	**2.01=4HA8**
PS (30x35)	**1.13**	**29.25**	**0.87**	**8.75**	**17.5**	**1.575**	**10**	**15**	**2.01=4HA8**

V.2.1.4. Verification De La Fleche :

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « **l'annexe D** » du **CBA93.**

Tableau V.**7.** Vérifications de la flèche.

Section	**M (KN.m)**	**L (cm)**	A_{S1} **(cm^2)**	A_{S2} **(cm^2)**	$F_{calculée}$ **(mm)**	$F_{admissible}$ **(mm)**	**Obs**
PP (30×45)	26.61	330	4.62	10.65	0.5	6.6	**vérifiée**
PS (30x35)	27.34	440	3.39	8.01	2.6	7.6	**vérifiée**

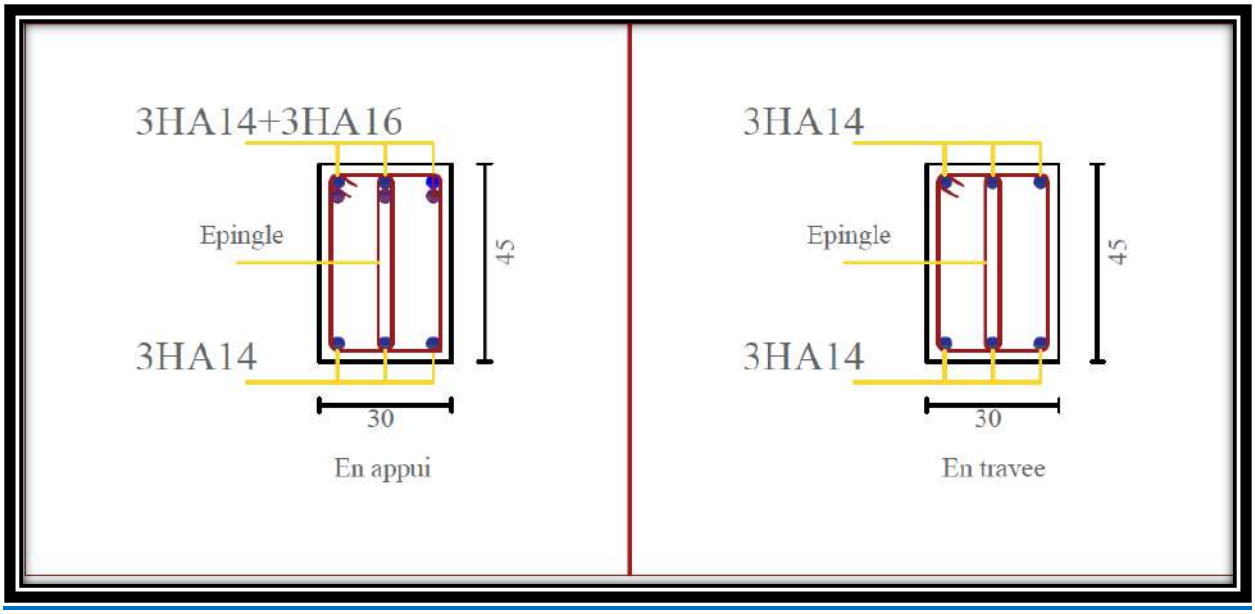


Figure V.1:Dessin de ferraillage des poutres principales(30*45)

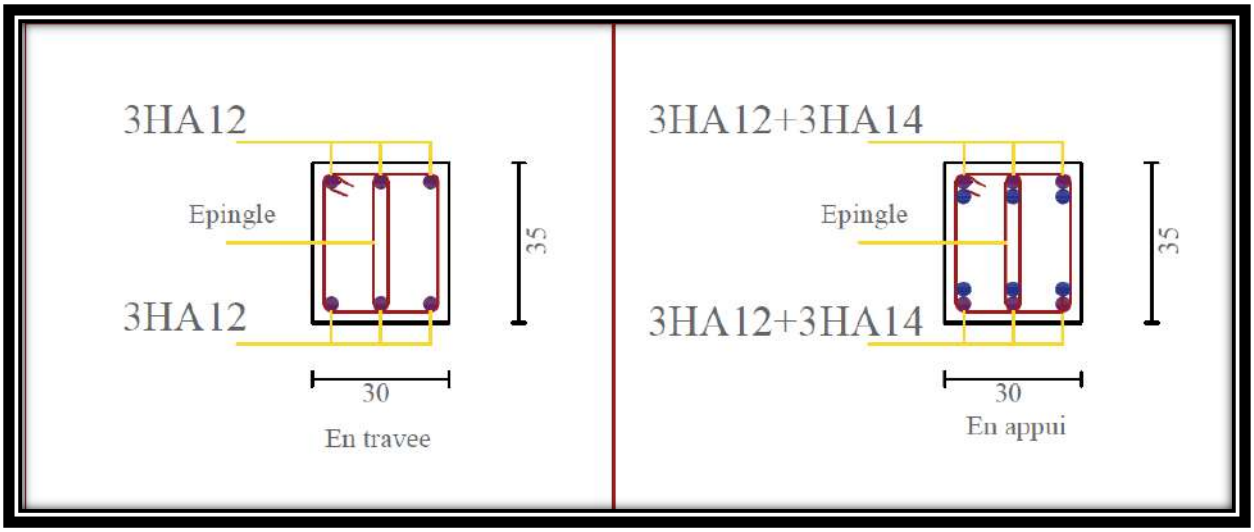


Figure V.2.:Dessin de ferraillage des poutres secondaire(30*35)

V.3.Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée(N, M_x, M_y).

V.3.1. Armatures longitudinales

RecommandationSelon le **CBA93** et**RPA v2003 Art.7.4.2.1,** voir Annexe7.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau suivant :

Tableau V.8:La section d'armatures des poteaux.

Niveau	N°	Section	Cas	Combinaisons	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Acal (cm^2)	Amin CBA	Amin RPA	Ach (cm^2)
3.57	1237	POT 60X60	Nmax --> Mcorr	1.35G+1.5Q	2020.4	2.87	5.86	9.60	3.6	28.80	16HA16 = 32.17
3.57	1284	POT 60X60	Mmax --> Ncorr	1.35G+1.5Q	843.05	-1.31	10.95				
3.57	1208	POT 60X60	Nmin --> Mcorr	1.35G+1.5Q	97.26	2.49	-2.05				
6.63	1055	POT 55X55	Nmax -> Mcorr	1.35G+1.5Q	1723.0	10.03	5.96	8.80	3.025	24.20	12HA16 = 24.13
6.63	1055	POT 55X55	Mmax --> Ncorr	1.35G+1.5Q	1723.0	10.03	5.96				
6.63	1135	POT 55X55	Nmin --> Mcorr	1.35G+1.5Q	546.46	2.76	0.85				
12.75	963	POT 50X50	Nmax --> Mcorr	1.35G+1.5Q	1207.4	-2.74	9.25	8.00	2.5	20.00	4 HA16+ 8 HA14 =
12.75	1033	POT 50X50	Mmax --> Ncorr	1.35G+1.5Q	1131.7	23.43	2.26				
12.75	1043	POT 50X50	Nmin --> Mcorr	1.35G+1.5Q	369.17	1.65	0.66				
18.87	871	POT 40X40	Nmax --> Mcorr	1.35G+1.5Q	769.19	-7.79	8.22	6.40	1.6	12.80	4 HA16+ 4 HA14 =
18.87	941	POT 40X40	Mmax --> Ncorr	1.35G+1.5Q	735.79	17.71	3.27				
18.87	951	POT 40X40	Nmin --> Mcorr	1.35G+1.5Q	180.75	1.55	-2.87				
24.99	779	POT 35X35	Nmax --> Mcorr	1.35G+1.5Q	422.58	-11.08	7.97	5.6	1.225	9.80	8 HA14 = 12.32
24.99	865	POT 35X35	Mmax --> Ncorr	1.35G+1.5Q	219.75	15.70	-1.47				
24.99	859	POT 35X35	Nmin --> Mcorr	1.35G+1.5Q	57.45	4.66	-5.79				

V.3.2.Vérification des contraintes à l'ELS

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_s}$ = 201.63MPa

Tableau V.9:Vérification des contraintes à l'ELS.

Niveau	N°	Section	Cas	Comb	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	σs' (MPa)	σ_i
3.57	1237	60X60	Nmax --> Mcorr	G+Q	1475.1	2.08	4.30	3.81	0.00	56.68	Oui
3.57	1284	60X60	Mmax --> Ncorr	G+Q	619.13	-0.96	8.02	1.70	0.00	25.10	Oui
3.57	1208	60X60	Nmin --> Mcorr	G+Q	71.57	1.84	-1.53	0.26	0.00	3.64	Oui
6.63	1055	55X55	Nmax --> Mcorr	G+Q	1257.9	7.31	4.40	4.12	0.00	60.75	Oui
6.63	1055	55X55	Mmax --> Ncorr	G+Q	1257.9	7.31	4.40	4.12	0.00	60.75	Oui
6.63	1135	55X55	Nmin --> Mcorr	G+Q	401.13	2.03	0.64	1.28	0.00	18.97	Oui
12.75	963	50X50	Nmax --> Mcorr	G+Q	881.71	-1.99	6.78	3.46	0.00	50.96	Oui
12.75	1033	50X50	Mmax --> Ncorr	G+Q	824.05	16.89	1.62	3.73	0.00	53.58	Oui
12.75	1043	50X50	Nmin --> Mcorr	G+Q	271.08	1.23	0.52	1.05	0.00	15.53	Oui
18.87	871	40X40	Nmax --> Mcorr	G+Q	561.84	-5.67	6.02	3.97	0.00	56.93	Oui
18.87	941	40X40	Mmax --> Ncorr	G+Q	535.71	12.75	2.36	4.20	0.00	58.35	Oui
18.87	951	40X40	Nmin --> Mcorr	G+Q	132.82	1.15	-2.07	1.01	0.00	14.09	Oui
24.99	779	35X35	Nmax --> Mcorr	G+Q	309.00	-8.02	5.84	3.92	0.00	53.64	Oui
24.99	865	35X35	Mmax --> Ncorr	G+Q	161.08	11.34	-1.06	2.76	2.22	34.58	Oui
24.99	859	35X35	Nmin --> Mcorr	G+Q	42.37	3.33	-4.20	1.58	13.96	17.67	Oui

V.3.3.Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le (RPA99 v2003 Art.7.4.2.2), Voir Annexe 8.

Tableau V.10:La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section	Zone	t (cm)	$A_{t\,ch}(cm^2)$
RDC	60x60	Nodale	10	4HA8 = 2.01
		Courante	15	4HA8 = 2.01
1éme + 2éme	55x55	Nodale	10	4HA8 = 2.01
		Courante	15	4HA8 = 2.01
3éme + 4éme	50x50	Nodale	10	4HA8 = 2.01
		Courante	15	4HA8 = 2.01
5éme + 6éme	40x40	Nodale	10	4HA8 = 2.01
		Courante	15	4HA8 = 2.01
7éme + 8éme	35x35	Nodale	10	4HA8 = 2.01
		Courante	15	4HA8 = 2.01

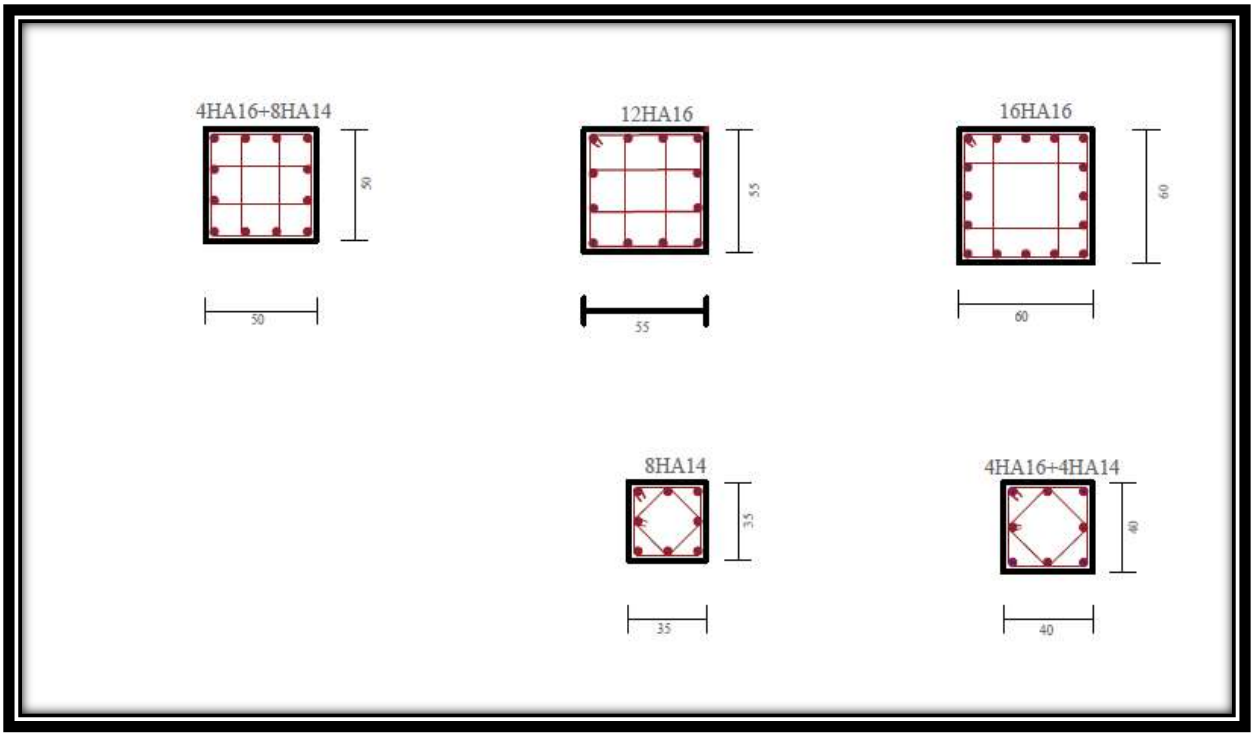


Figure V.3:Dessin de ferraillage des Poteaux.

V.4.Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir 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.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée(comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou en Traction/compression.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux

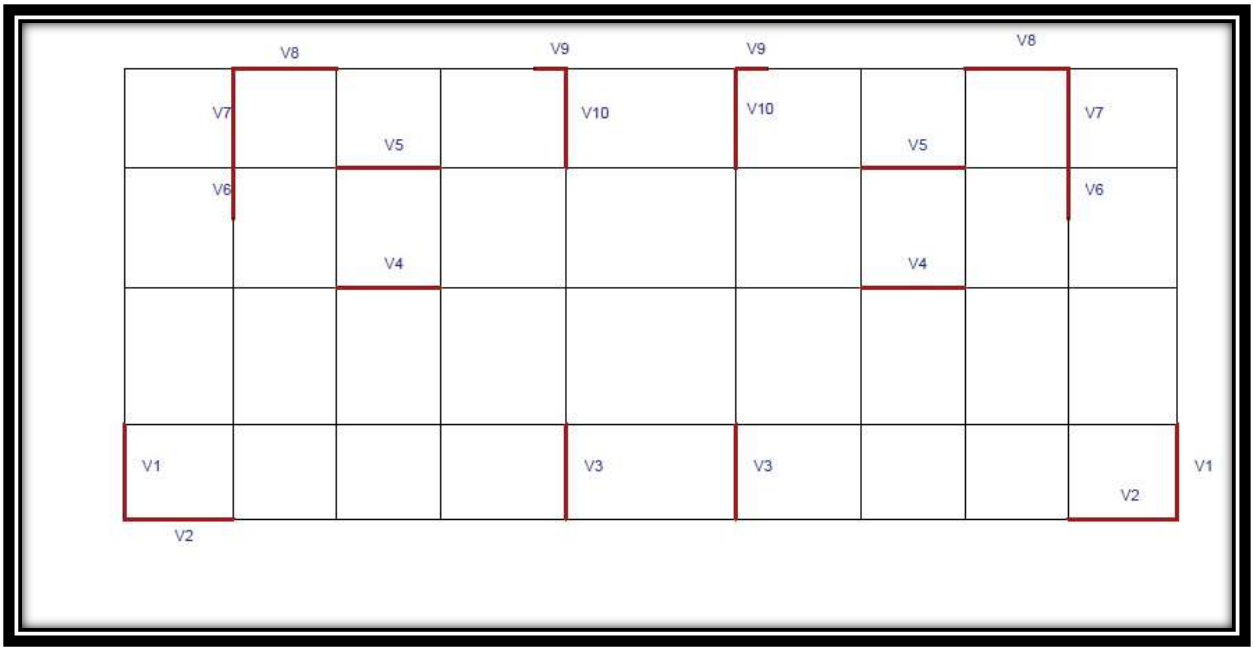


Figure IV.4. La disposition des voiles

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

Tableau V.11:La section calculée d'armatures verticales des voiles

	La section [cm²]	Combination	N (kN)	M (kN.m)	T(kN)	Acal [cm²]	Amin [cm²]
X	390x20	G+Q+Edx	1534.963	-3357.895	-938.600	5.24	7.80
	240x20	G+Q+Edx	1125.542	1207.638	593.756	0.36	4.80
	130x20	G+Q+Edx	198.271	-302.572	-134.169	3.86	2.60
	145x20	G+Q+Edx	-516.574	-466.362	-459.961	2.61	2.90
	135x20	G+Q-Edx	-356.300	-351.760	-356.579	2.74	2.70
Y	360x20	G+Q-Edy	405.854	-3340.632	-608.043	20.57	7.20
	190x20	G+Q-Edy	-1077.327	-659.717	-574.751	-3.37	3.80
	375x20	G+Q-Edy	784.653	-3245.229	-628.231	14.18	7.50
	360x20	G+Q+Edy	2149.763	2409.480	726.353	-7.25	7.20
	375x20	0.8G+Edy	1238.714	2690.534	741.592	5.47	7.20

Tableau V.12:La section choisie d'armatures des voiles

	La Section [cm²]	L/10	D/2	Acal [cm²]	A_{min} (CBA)	A_{ch} [cm²]	A_{ch} [cm²]	A_{global} [cm²]	D[cm]
X	390x20	39	13	5.24	7.80	(6HA14)=9.24	24HA8= 12.06	2x6HA14+24HA8=30.54	26
	240x20	24	8	0.36	4.80	(6HA12)= 6.79	24HA8= 12.06	2x6HA12+24HA8=25.64	16
	130x20	13	5	3.86	2.60	(6HA10)=4.71	24HA8= 12.06	2x6HA10+24HA8=21.49	10
	145x20	14.5	8	2.61	2.90	(4HA10)=3.14	(16HA8)= 8.04	2x4HA10+16HA8=14.33	16
	135x20	35.5	18	2.74	2.70	(4HA10)=3.14	(16HA8)= 8.04	2x4HA10+16HA8=14.33	36
Y	360x20	36	6	20.57	7.20	(12HA16)=24.13	48HA10= 37.70	2x12HA16+24HA8=85.95	12
	190x20	19	7	-3.37	3.80	(6HA10)=4.71	24HA8= 12.06	2x6HA10+24HA8=21.49	14
	375x20	37.5	10	14.18	7.50	(8HA16)=16.08	(32HA8)= 16.08	2x8HA16+32HA8=48.25	20
	360x20	36	12	-7.25	7.20	(6HA14)=9.24	24HA8= 12.06	2x6HA14+24HA8=30.54	24

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS et à l'ELU

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$).

A l'état limite ultime(ELU),), il y a que les contraintes de cisaillement, il suffit de vérifier $\tau \leq \bar{\tau}$.

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

Tableau V.13:Vérification des contraintes normales des voiles

La direction	La Section [cm²]	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	Type de fissuration	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	σ_s'(MPa)	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_i$
X	390x20	1606.764	-86.498	Peu nuisible	1.96	/	/	Oui
	240x20	589.622	448.312	Préjudiciable	1.70	/	/	Oui
	130x20	400.431	-24.088	Peu nuisible	2.09			Oui
	145x20	212.671	-98.686	Préjudiciable	2.72			Oui
	135x20	189.997	-85.296	Peu nuisible	1.62			Oui
Y	360x20	1086.946	-193.732	Préjudiciable	1.56			Oui
	190x20	319.865	233.518	Peu nuisible	2.38	/	/	Oui
	375x20	1074.337	187.178	Peu nuisible	1.56	/	/	Oui
	360x20	1354.215	-43.726	Peu nuisible	2.14	/	/	Oui

Tableau V.14:Vérification des contraintes de cisaillement des voiles

La direction	La section [cm²]	T (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
X	390x20	-938.600	1.87	5	Oui
	240x20	593.756	1.92	5	Oui
	130x20	-134.169	0.80	5	Oui
	145x20	-459.961	2.47	5	Oui
	135x20	-356.579	2.05	5	Oui
Y	360x20	-608.043	1.31	5	Oui
	190x20	-574.751	2.35	5	Oui
	375x20	-628.231	1.30	5	Oui
	360x20	726.353	1.57	5	Oui

V.4.1.3. Calcul d'armatures Armatures horizontales

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

Les armatures horizontales des voiles

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * (\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K))} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{c28}}\right)$$

a) Selon le CBA93

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

b) Selon le RPA2003

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\,; 30cm]$$

Tableau V.15. Les armatures horizontales des voiles

La direction	La section [cm²]	St CBA (cm)	St RPA (cm)	St_{ch} (cm)	Ah ch
X	390x20	15.51	30	15	22HA12
	240x20	30.07	30	30	11HA10
	130x20	121.19	30	30	11HA8
Y	145x20	17.52	30	15	22HA10
	135x20	25.12	30	25	13HA10
	360x20	99.74	30	30	11HA14
	190x20	23.16	30	20	16HA10
	375x20	92.44	30	30	11HA14
	360x20	65.55	30	30	11HA12

V.4.1.4. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Tableau V -16 : diamètre des armateurs transversaux

Armatures longitudinales φ_v	épingles φ_t
HA8 à HA16	HA6
HA20	HA8
HA25	HA10
HA32	HA12
HA40	HA14

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art.7.7.4.3).

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $50\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.2. Ferraillage Des Linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

1. Flexion simple Cas1
2. Traction / compression Cas2

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \text{ Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \text{ Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau_b \leq 0.06 f_{c28}}$)

On devra disposer

- Des aciers longitudinaux A_l.
- Des aciers transversaux A_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

a) Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

b) Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

Linteau long

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} etM_{cj} moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\boldsymbol{\tau_b \geq 0.06 f_{c28}}$)

Aciers diagonales :

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2 f_e sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal (RPA v2003 Art.7.7.3.3)

a) **Armatures longitudinales**

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

b) **Armatures transversales**

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$
$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

s : Espacement entre les cadres

c) **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

➢ Calcul de linteaux

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V. 17.Choix de la méthode de calcul.

Types desLinteaux	e(cm)	L (m)	h(m)	comb	V(KN)	M(KN.m)	τ_b(MPa)	0.06F_{c28}	case
Type 1	20	1.20	1.00	G+Q+Edx	171.061	64.894	1.33	1.5	1ér cas
Type 2	20	1.20	2.07	G+Q-Edx	-937.892	-548.283	3.52	1.5	2éme cas
Type 3	20	1.20	0.56	G+Q-Edx	-67.172	-40.834	0.93	1.5	1ér cas

Tableau V. 1.La section choisie et calculée d'armatures des linteaux

Types des Linteaux	A_{cal} (cm²)				A_{min} (cm²)				A_{ch} (cm²)			
	A_d	**A_l**	**S_{cal}**	**S_{ch}**	**A_d**	**A_l**	**A_t**	**A_p**	**A_d**	**A_l**	**A_t**	**A_p**
Type 1	/	2.39	15.87	15	/	3	0.45	4.00	/	2x2HA14	2HA8	2x2HA12
Type 2	13.41	/	/	15	/	6.21	0.75	8.28	2x4HA16	2x3HA12	2HA8	2x[4HA12]
Type 3	/	2.80	21.69	15	/	3.60	0.45	2.24	/	2x2HA12	2HA8	2x[2HA10]

ChapitreVI: Etude De L’infrastructure

VI.1. Introduction

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

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

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

VI.3. Caractéristiques du sol

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

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre « L.H.C.C ».

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

D'après le rapport géotechnique on a :$\overline{\sigma_{sol}} = 1.65 bar$

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

Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 1.50\ m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_d = 16.5\ kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0.30\ bar$$

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

VI.4. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

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

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

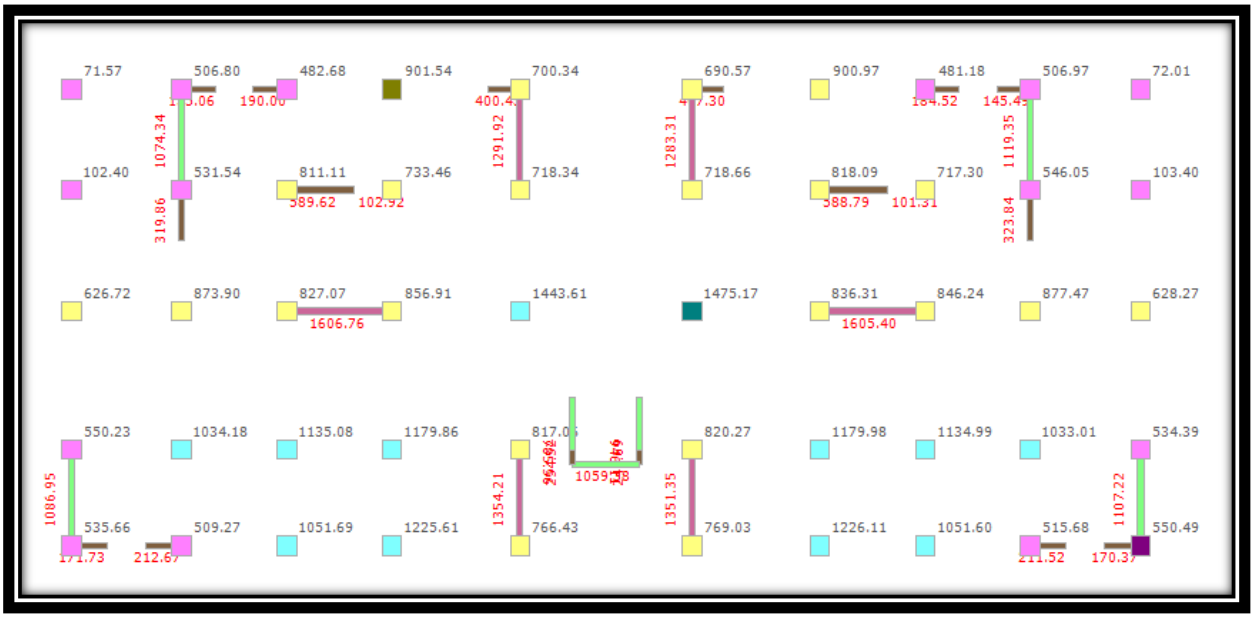


Figure VI.1.Les efforts a la base dans la structure

VI.4.1.1. Méthode de calcul :

a) Répartition trapézoïdales :

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

$$\sigma_1 = \frac{N}{A * B}\left(1 - \frac{6e_{0b}}{B}\right) \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{6e_{0b}}{B}\right)$$

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

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

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale la contrainte admissible du sol

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

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

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

Remarque :

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

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

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

La hauteur « h » égale : $h = d + c$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra : $e \geq 6\emptyset + 6$

Données : $\overline{\sigma_{sol}} = 1.65bar = 0.165MPa$, $a = b = 65cm$, $c = 3cm$

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	**N(kN)**	**M_x ($kN.m$)**	**M_y ($kN.m$)**	**A (m)**	**B (m)**	**h (cm)**	**A_{ch} (m)**	**B_{ch} (m)**	**h_{ch} (cm)**
S1	1475.17	2.08	4.30	2.72	2.72	58	2.90	2.90	60
S 2	901.54	0.94	2.84	2.12	2.12	43	2.30	2.30	45
S 2	559.71	-4.65	0.52	1.67	1.67	27	1.80	1.80	30

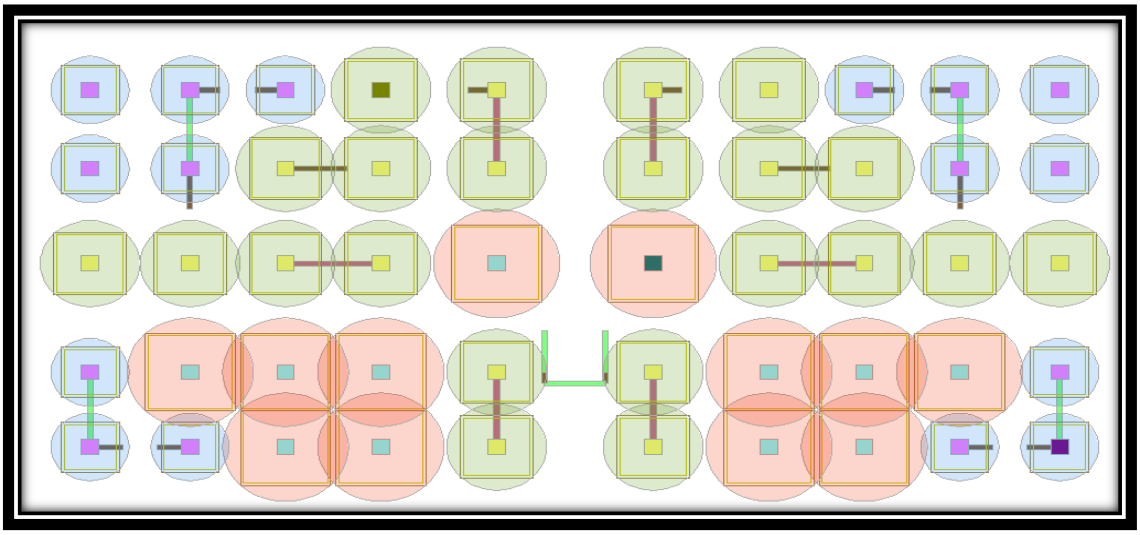


Figure VI.2.Chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles

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

La Figure suivant présenté les interférences entre les bulles de pression (chevauchement)

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

VI.4.2. Semelle filante

On a deux cas des semelles filantes

1. Semelle filante sous un voile ;
2. Semelle filante sous plusieurs poteaux.

Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

	Semelle	L(m)	$\sum N_{ser}$ Pot (kN)	$\sum N_{ser}$ Voil (kN)	B(m)	h(cm)	σ(bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
Suivant X	SF 1	16.10	2044.35	384.40	0.90	30.00	1.93	2.00	Vérifiée
	SF 2	16.10	2358.21	0.00	0.90	30.00	1.88	2.00	Vérifiée
	SF 3	13.20	2000.76	1606.76	1.60	30.00	1.95	2.00	Vérifiée
	SF 4	12.65	1397.23	692.54	1.00	30.00	1.91	2.00	Vérifiée
	SF 5	12.65	1295.68	745.49	1.00	30.00	1.87	2.00	Vérifiée
Suivant Y	SF 1	5.30	791.75	1354.21	2.40	50.00	1.95	2.00	Vérifiée
	SF 2	4.80	542.95	1086.95	2.00	40.00	1.96	2.00	Vérifiée
	SF 3	9.55	1790.32	1291.92	1.90	40.00	1.95	2.00	Vérifiée
	SF 4	9.00	956.12	1394.20	1.60	30.00	1.89	2.00	Vérifiée
	SF 5	9.00	800.69	0.00	0.60	30.00	1.75	2.00	Vérifiée

Après le dimensionnement de toute les semelles filantes on a regroupées semelle des groupes par rapport leur dimension les plus proche soient sous un voile ou bien sous plusieurs poteaux pour calcul le ferraillage.

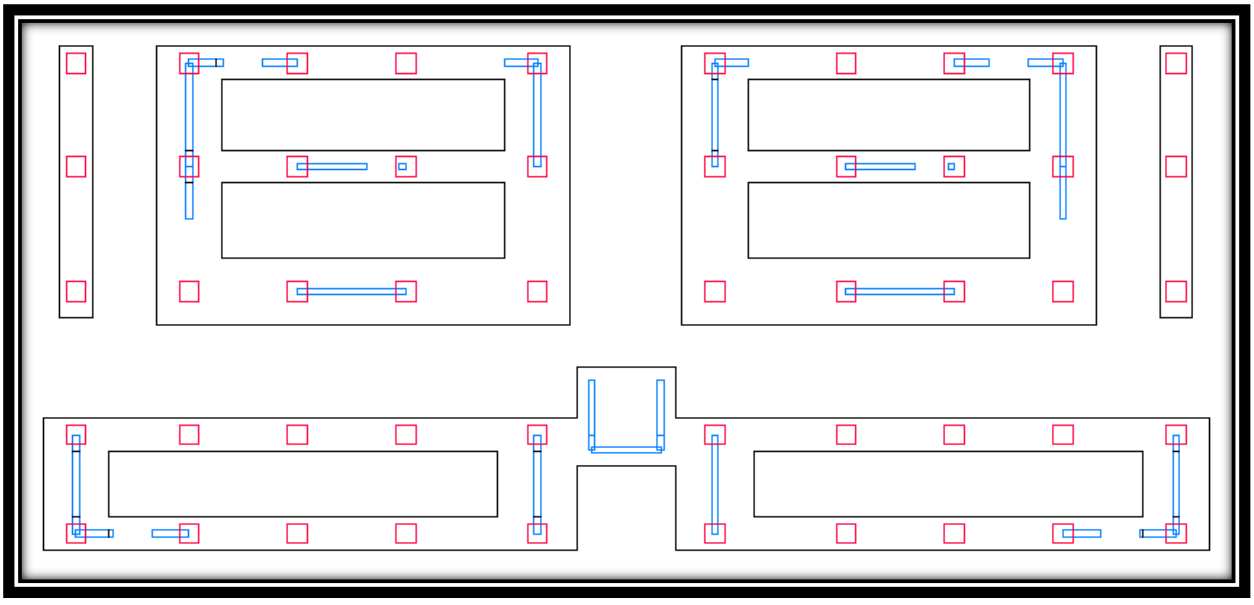


Figure VI.3.Schéma présenté les semelles filantes.

TableauVI.3. Les Sections choisie et calculée des semelles filantes.

Semelle	Section (b*h)m	Sous	N_u (kN/ml)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_{tb} (cm)	$A_{a.rép.cal}$ (cm^2)	$A_{a.rép.ado}$ (cm^2)	$S_{t\,a}$(cm)
SF 1	1.00×0.50 (3.65)	Poteaux	1682.82	-4.93	2.77	4.2	15HA8= 7.54	25	0.52	2x1HA8= 1.01	20
SF1	1.00×0.50 (1.00)	Voiles	806.19	0.00	612.91	20.1	10HA16 =20.11	10	5.03	7HA10= 5.50	15
SF 2	2.00×0.50 (3.00)	Poteaux	2020.46	2.87	5.86	19.6	20HA12 =22.62	15	3.77	2x5HA8= 5.03	15
SF 2	2.00×0.50 (1.00)	Voiles	2197.69	-0.08	-118.25	10.8	10HA12 =11.31	10	5.67	10HA10= 7.85	20
SF 3	2.40x0.50 (1.00)	Voiles	1850.91	-59.72	-0.61	13	10HA14 =715.39	10	9.24	12HA10= 9.42	20

VI.5. Poutre de Libage

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

- La semelle continue ;
- La poutre de libage.

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

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

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

L_{max} : La plus grande travée dans la fille ;

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

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

hp : la hauteur de la poutre de libage .

Tableau VI.4. Dimensionnement de la poutre de libage.

Elément	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)
PL	60	4.00	54.20	60

Commentaire :Donc la section de la poutre de libage : 65x70 cm².

TableauVI.5. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

	$\sum N_u$ (KN)	$\sum N_S$ (KN)	$L_{semelle}$ (m)	$P_{semelle}$ (KN)	$L_{p.libage}$ (m)	$P_{P.libage}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
PL (60x60)	2160.66	1578.72	12.6	425.25	7.9	16.00	589.40	1.27	0.76	253.28	185.89

Tableau VI.6.Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-249.55	399.27	430.58	-183.10	293.04

VI.5.1.Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.7.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Poutre de libage		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
	Travée	399.27	21.85	0,00	5HA16+10Chp HA16=30.16
	Appuis	-249.55	0.00	13.21	5HA16 + 5chHA16 =20.11

VI.5.2.Vérification des contraintes à l'ELS

- ✓ Pour une fissuration préjudiciable :

Tableau VI.8.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

Poutre de libage	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s, \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	293.04	7.57	191.92	97.44	15	201.63	Vérifiée	Vérifiée
Appuis	-183.10	5.37	176.43	66.97	15	201.63		

VI.5.3.Vérification du cisaillement de la poutre de libage (CBA 91 Art.5.2.4.2)

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

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

$$\tau = \frac{430.58 \times 10^3}{600 \times 570} = 1.26\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

VI.5.4. Armatures transversales

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

Tableau VI.9.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Section (cm^2)	T (kN)	τ (MPa)	$S_{calculée}$ (cm)	$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
				S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
60x60	430.58	1.26	20.85	10	20	5HA8 =2.51

VI.5.5.Armatures de peau selon (CBA93 Art.7.3)

Puisque la poutre de libage (CBA93) exige des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}20 = 3.60\ cm^2, \text{donc on adopte } 4HA12 = 4{,}52\ cm^2.$$

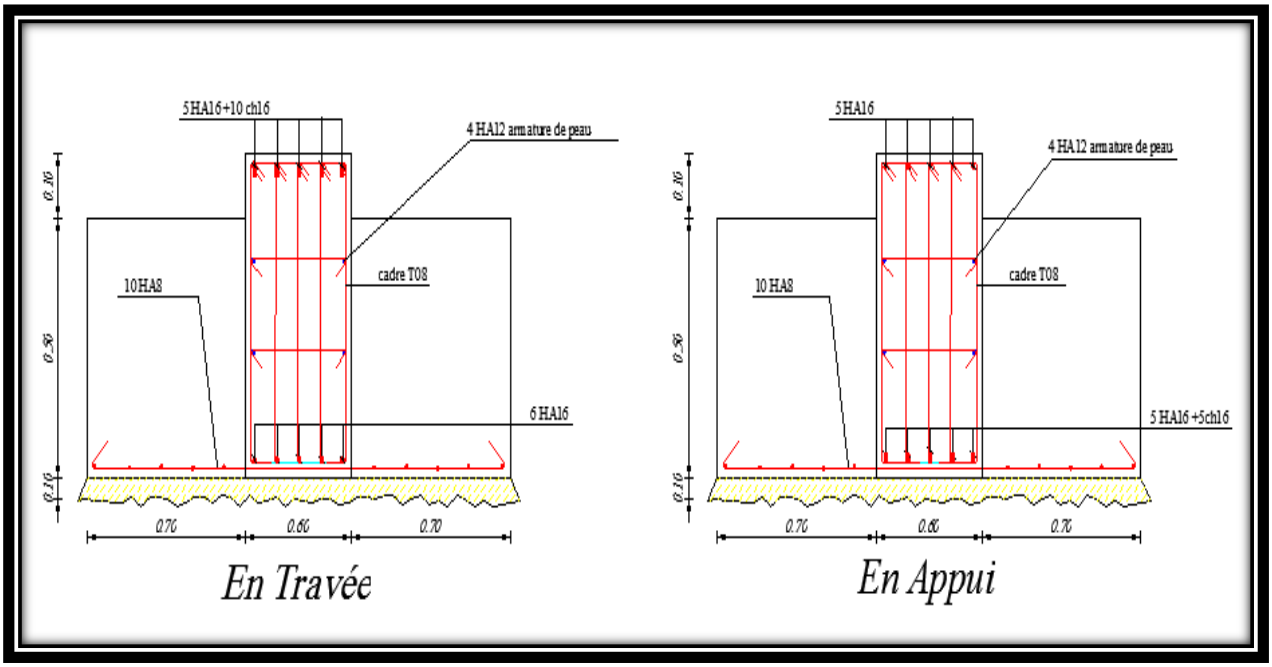


Figure VI.4: Ferraillage de la poutre de libage

VI.6.Les longrines :

VI.6.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et Surcharges en un effort de traction.

VI.6.2.Pré dimensionnement :

Selon le RPA 99 version 2003 : **[Art 10.1.1.b]** (1)

Pour un sol de fondation de catégorie (S3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 × 30) cm².

Donc : on adopte: (b × h) = (30x30) cm².

VI.6.3.Détermination des sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une Force " F " égale à : $\begin{cases} F_{ELU} = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20KN \\ F_{ELS} = \frac{N_s}{\alpha} \geq 20KN \end{cases}$

Avec :

N_u : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU.

N_s : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELS.

α: Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI.10. Valeurs de coefficient α

Site	Zone		
	I	IIa	IIb et III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	**12**	10
S4	12	10	8

Dans notre cas : site S3 et zone sismique IIa ; (**α = 12**)

$$\begin{cases} F_{ELU} = \dfrac{2047.36}{12} = 170.61\ KN \geq 20KN \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV \\ F_{ELS} = \dfrac{1195.8}{12} = 99.65KN \geq 20KN \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV \end{cases}$$

VI.6.4.Calcul du ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

- **à l'ELU :**

Les armatures longitudinales sont données par: $A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$

➢ **Recommandation des règlements :**

Selon le RPA 99 version 2003 : **[Art 10.1.1]** (1)

Le ferraillage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20cm ; $15\Phi_t$).

Selon le CBA : **[Art 7.1.2]** (2)

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{B(cm^2)}{1000}$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.11. Ferraillage longitudinal des longrines.

B (cm^2)	N_u (KN)	F_u (KN)	A calculé (cm^2)	A choisir (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	Vérification
30x30	2047.36	170.61	4.9	**6HA12=6.79**	0.90	5.40	Vérifiée

Vérification des contraintes à l'ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'ELS sous Mser.

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$

Avec : $\sigma_s = \frac{F_s}{A} = \frac{99.65x\ 10^3}{679} = 146.76$MPa

$\overline{\sigma_s}$= Min ($\frac{2}{3}f_e$; $110\sqrt{\eta\ .\ f_{tj}}$) =201.63MPa

Tableau VI.12. Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_s (KN)	F_s (KN)	A choisir (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x30	1195.8	99.65	**6.79**	146.76	201.63	CV

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

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{72.667\ x\ 10^3}{300x275} = 0.881$MPa

Fissuration préjudiciable : $\overline{\tau_u}$ = Min (0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPa) = 2.5MPa

τ_u = 0.881MPa ≤ $\overline{\tau_u}$ =2.5MPa …….. CV

- **Armatures transversales :**

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE400.

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

- Selon le CBA : **[Art A.6.4.2]** (2)

$\Phi_t \leq$ Min [$\frac{h}{35}$; $\frac{b}{10}$;Φ_l] ; on prendre : Φ_l = 12mm

$\Phi_t \leq$ Min [8.57mm; 30mm; 12mm] donc :$\Phi_t \leq 8.57$; on prendre : **Φ_t=8mm**

Les valeurs des sections d'armatures transversales(A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**.13:Calcul des armatures transversalesdes longrines.

ϕ_l (mm)	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.min}$ (cm)	$S_{t.Zn}$ (cm)	$S_{t.Zc}$ (cm)
12	8	3HA8=1,51	24.75	15	15

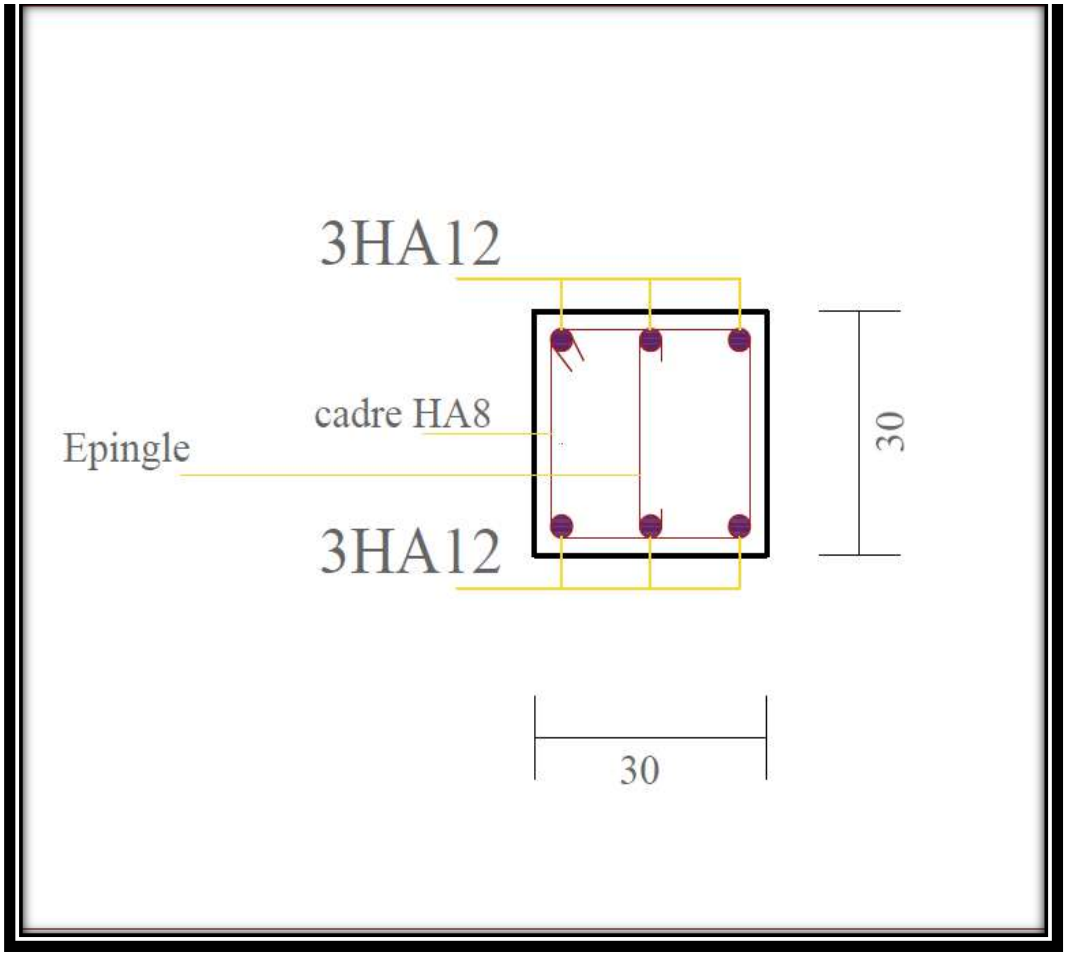


Figure VI.5: Ferraillage de la longrine.

Conclusion générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons le *SAP2000* que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

- Pour le ferraillage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferraillés par le minimum proposé par le *RPA99 v 2003.*
- L'excès de ferraillage nous a obligés d'augmenter la section du béton, sans revenir au pré dimensionnement.
- Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- Le ferraillage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du *SAP2000*) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus a notre département et servira pour les promotions à venir.

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.RB. C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

Logiciels :

- SAP2000 v20
- Robot EXPERT 2010
- Autocad 2020
- Microsoft office Excel 2007