REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté Des Sciences et De La Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière : Génie civil



Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master

Option : structure

THEME

Etude d'un bâtiment à usage multiple en (R+5+2 sous sol)

Etudier par :

-Mr. HAMDI Yehya.

-Mr. SAID ERRAHMANI Oussama.

-Mr. RABAI Saleh.

dérigé par :

-M^{am} H.HERNOUNE

Promotion 2014-2015

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur M^me^ H.HERNOUNE pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordée.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail:

A ceux qui m'ont encouragé le long de mes études

A ma mère

A mes frères

A ma Sœur

A tous mes frères ainsi que leurs enfants

A toute la famille : Hamdi.

A mes binômes Saleh et Oussama

A mes amis,Hicham,Mohamed(gasmi et sid),
Fares, Nounou, Ghanou, Hamza (T+S),Mostapha ,
Ismail,Ahmed,Sofiane,Rabah

A tous mes amies qui étudier en spécialité de génie civil

promotion de 2015.

A tous les personnes qui m'ont aidé de proche

Ou de loin pour réaliser ce travail.

HAMDI YEHYA

Dédicace

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :

- A ma cher grande mère qui souhaite grand vivre
- A ma très chère mère, qui me donne toujours l'espoir de vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi.
- A mon très cher père, pour ses encouragements, son soutien, et son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.
- A mes frères :Brahim ; Billal ; Abed salam Mohamed ; Zaki ; Hamza ; Nasser ;
- mes sœurs.
- A toute ma famille RABAI ; BOU KHUIDEM.
- A mes amis : Antar ; Mohamed ; BOUTI ; Adel ; Houssem ; Ahmed ; Saadi ; Aissa ; Djalal ; Samir ; Mbark ;Djamal ;Taher ;Atalla
- A tous mes amis de génie civil promotion 2015.
- A mes binôme Yahia Hamdi ;Oussama.
- A Tous ceux que j'aime et je respecte.

RABAI SALEH

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère ***Mère*** *et à mon cher* ***Père****, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A mon frère : amine

A mes sœurs : Hala et Fatema Zahraa

A toute la famille : Said Errahmani .

Je remercie mes amies et binômes ***Saleh et Yahia*** *qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

A mes Amis : ismail ,mostapha , mohammed ,Sahraoui Slami, Youssef, toufik, mesting, Mohamed , Abd ELkader ,Ismail, farouK,Achraf,Hassiba,Ben Aissa Omar, Yacine, Walid, hachlouf .

A toute la promotion de G.C 2015.

Oussama

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (2تحت ارضي +طابق أرضي + خمسة طوابق) متعدد الاستعمال

و المقرر بناؤها ببني سليمان (المدية) والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية المتوسطة ((IIa)).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر.

- ❖ القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.
- ❖ قواعد الخرسانة المسلحة .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج « SAP2000v17.1.1».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé:

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armée à usage multiple (2Sous sols +RDC+5étages) qui sera implanté à beni Slimane (Médéa), cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité (IIa).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000V17.1.1».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract:

The purpose of this project is a study of a reinforced concrete structure (2 under ground+ground+5 stories), with habitation use and that will be implanted in beni Slimane (Médéa), and this region is classified in the zone of medium seismicity ((IIa)).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls .

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000V17.1.1».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage 1
I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage……1
I.2.1. Dimensions en élévation ……..……1
I.2.2. Dimension en plan…….. ……...……..1
I.2.3. Données architecturales……2
I.2.4.Système de contreventement…….5
I.2.5. Structure…… 5
I.3.Caractéristiques des matériaux……6
I.3.1. Béton……6
I.3.2. L'acier……10

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction ……..12
II.2. Pré dimensionnement des planchers……12
II.2.1. Plancher à corps creux……...12
II.2.2. Les dalles pleines……...14
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations……...15
II.3.1. Maçonnerie……15
II.3.2. Plancher terrasse……16
II.3.3. Plancher étage courant ……..17
II.3.4.Dalle pleine…….18
II.4. Pré dimensionnement des poutres……20
II.4.1. Les poutres principales……..20
II.4.2. Les poutres secondaires…….21
II.4.3. Conclusion……..... 21
II.5. pré dimensionnement des poteaux ……...22
II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité……22
II.5.2. Dimensions des poteaux…….....23
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f ……...23
II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$ ……23
II.5.5. la surface reprise par le poteau……24
II.5.6. Descente des charges……26

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003……....28
II.5.8. Vérification aux zones nodales…….……28
II.6. pré dimensionnement des voiles…….…….…..29

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1 L'acrotère…….……..…… 31
III.1.1 Introduction ……..…….....…31
III.1.2 principe de calcul……..…… 31
III.1.3 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation ……..…….31
III.1.4 Détermination des efforts ……..……...32
III.1.5 Calcule de ferraillage ……..……..…32
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant……..…… 36
III.1.7. Vérification de l'acrotère au séisme ……..…36
III.2. les escaliers ……..……..……..……..……..……..……..…..…37
III.2.1. Introduction……..……..……..……..……..……..……..… 37
III.2.2. Définition des éléments d'un escalier……..……..……..…37
III.2.3 Dimensionnement ……..……..……..……..……38
III.2.4. Détermination des efforts ……..……..……..…… 39
III.2.5. ferraillage de l'escalier……..……..……..……..……..…… 40
III.2.6.Calcul de la poutre palière ……..……..……..……..……45
III.2.6.1.Pré-dimensionnement ……..……..……..……..……..…45
III.2.6.2. Evaluation des charges……..……..……..……..……..…45
III.2.6.3. Calcul des efforts ……..……..……..……..……..…46
III.2.6.4. Calcul du ferraillage……..……..……..……..……..…47
III.2.6.5. Vérification à l'E.L.S……..……..……..……..……48
III.3. Plancher a corps creux ……..……..……..……..……..…51
III .3.1. Les poutrelles ……..……..……..……..……..…51
III.3.1.1. avant coulage……..……..……..……..……..…51
III.3.1.2. Après coulage……..……..……..……..…… 55
III.3.1.2. 1.Méthode de calcul……..……..……..……..……..…55
III.3.1.2.2. Evaluation des charges et surcharges ……..……..……..…58
III.3.1.2.3.Ferraillage des poutrelles ……..……..……..……..……..…66
III.3.2. Ferraillage de la table de compression ……..……..……..……..…75
III .4. Calcul des dalles pleines……..……..……..……..……..…… 77

III.4.1. Définition…… 77
III.4.2. Méthode de calcul…… 77
III.4.2.1. Principe de calcul……77
III.4.2.2 Expose de la méthode……78
III.4.3. Position des lignes de rupture……78
III.4.4. Calcul des actions…… 79
III.4. 5. Vérification à l'ELS…… 80
III.4.6.Condition d'espacement ……81
III.4.7.Vérifications préliminaires de la flèche…… 81
III.4.8.Vérification au cisaillement…… 82
III.4. 9.Vérification à l'ELS…… 83
III.4.10.Condition d'espacement…… 85
III.4.11.Vérifications préliminaires de la flèche ……85
III.4.12. Vérification au cisaillement ……85

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction ……89
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure ……90
IV.2.1. Centre de masse ……90
IV.2.2. Centre de torsion ……90
IV.3 : La 1ère variante ……94
IV.3.1.L'excentricité ……94
IV. 4.Choix de la méthode de calcul ……97
IV. 4.1. Introduction ……97
IV.4.2.Méthode dynamique modale spectrale ……98
IV.5. Résultats de l'analyse dynamique ……102
IV.5.1Vérification de Nombre de modes à considérer……102
IV.5.2 Vérification de comportement ……103
IV.5.3 Le comportement des trois premiers modes ……104
IV.5.4 Vérification de la participation massique ……104
IV.5.5Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……105
IV.5.6Vérification de la stabilité au renversement ……106
IV.5.7 Vérification des déplacements ……109
IV.5.8.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……110

IV.5.9.Vérification de cisaillement……111
IV.5.10.Vérification des sollicitations normales ……112
IV.6 : étude de la 2eme variante……113
IV.6.1 Vérification de comportement : ……117
IV.6. 2Vérification de la participation massique ……119
IV. 6.3Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……119
IV.6.4Vérification de la stabilité au renversement ……120
IV .6.5Vérification des déplacements ……120
IV.6.6Vérification vis à vis de l'effet P-Δ……122
IV. 6.7Vérification de cisaillement des éléments ……123
IV.6.8Vérification de l effort normal réduit ……124

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction ……126
V.2.Ferraillage des poutres ……126
V.3.Ferraillage des poteaux ……134
V.4. Ferraillage des voiles……143
V.4.1. Les voiles pleins……143
V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures……143
V.4.2.a. Les trumeaux……143
V.4.2.b. Les linteaux……143
V.4.3. Méthode de calcul……144
V.4.4. Calcul des 'armatures verticales ……148
V.4.5.Calcul des 'armatures transversales……149
V.4.7.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les voiles pleines…… 151
V.4.8.Voiles avec ouvertures ……153
V.4.8.1.Les trumeaux……153
V.4.8.2.Ferraillage des linteaux……154

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction ……159
VI.2. Reconnaissance du sol……159
VI.3.Les efforts transmis par les fondations……160
VI.4. Calcul des fondations……160
VI.4.1. Semelles isolées……161

VI.4.2. Calcul des semelles filantes ……..……..……...……..…162
VI.4.2.1. Semelles filantes sous poteaux…….……..……..……..……166
VI.4.2.2. Semelles filantes sous voiles périphériques …….……..……168
VI.5.poutre de libage ……..……..……..……..……...……...…..169
VI.6. Etude du voile périphérique ……..……..……..……..……..…… 175
VI.6.1. Evaluation des charges ……..……..……..……...……...…175
VI.6.2. Ferraillage des voiles périphériques ……..……..……...……..…176
VI.7. Les longrines ……..……..……..……..……..……...……..……178
VI.7.1. Introduction ……..……..……..……..……..…178
VI.7.2. Pré dimensionnement ……..……..……..……..……178
VI.7.3. Sollicitations……..……..……..……..……...……..……179
VI.7.4. Ferraillage ……..……..……..……..……..……..……..…179

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau. I.1.La résistance fcj du béton à 7 jours, 14 et 90 jours…….……..…..….7
Tableau. I.2.Caractéristiques mécanique des aciers…….…….……10

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau. II.1. charge permanente du mur intérieur…….…….….15
Tableau. II.2. charge permanente du mur extérieur…….…….……15
Tableau. II.3. Charge permanente du plancher terrasse…….……..……16
Tableau. II.4. Charge permanente du plancher étage courant…….…….…..……17
Tableau. II.5. Charge permanente de la terrasse …….…….…...…….18
Tableau. II.6. Charge permanent de la dalle pleine des étages…….…….……...…19
Tableau. II.7. Pré dimensionnement des poteaux……..…..…….23
Tableau. II.8.Calcule de $\overline{N}$……..…….…….24
Tableau. II.9. Détermination des charges d'exploitations…….……..….….27
Tableau. II.10. Vérifications du ($1{,}1.Nu \leq \overline{Nu}$)……..28
Tableau. II.11. Vérifications de coffrage des poteaux……..28
Tableau. II.12. Vérification aux zones nodales……..……...29
Tableau. II.13. Pré dimensionnement des voiles…….....30

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau. III.1. Charges permanentes et Surcharges d'exploitation de l'acrotère…….….31
Tableau. III.2. Les efforts sur L'acrotère…….....……..32
Tableau. III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux……..……..…32
Tableau.III.4 : Combinaison des charges de l'escalier……..39
Tableau.III.5 Combinaison des charges de l'escalier…….……40
Tableau III.6 données de calcul…….…….40
Tableau III.7 : calcul des armatures……..…….……41
Tableau III.8 : calcul des armatures de répartition…….……..…..41
Tableau III.9 : calcul de l'espacement…….…..…..……42
Tableau III.10 : récapitulation des résultats……...…..……44
Tableau III.11 pré dimensionnement de la poutre palière……....…..45
Tableau III.12 : récapitulatif……...….……...46
Tableau III.13 : données de calcul…….……47
Tableau III.14 : Calcul du ferraillage de la poutre palière……..……48

Tableau III.15 Vérification à l'E.L.S……..……48
Tableau III.16 : Calcul des moments…….……52
Tableau III.17 : les charges de la poutrelle avant coulage…….53
Tableau III.18 : Actions de calcul des poutrelles après coulage……...….58
Tableau III.19 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 4 travées à l'ELU……..59
Tableau III.20 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 4 travées à L'ELS……59
Tableau III.21 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 3 travées à L'ELU……62
Tableau .III.22. Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 3 travées à à L.ELS……..62
Tableau .III.23 Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELU……63
Tableau .III.24 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELS……...63
Tableau .III.25: Récapitulation des efforts internes Etages courants…….63
Tableau .III.26 : moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 07 travées à l'ELU……64
Tableau .III.27: Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 4 travées à L'ELU……..64
Tableau .III.28 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 3 travées à L'ELU……64
Tableau .III.29: Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 3 travées à L'ELS……...65
Tableau .III.30 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'EL……...65
Tableau .III.31: Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELS……..65
Tableau .III.32 : Récapitulation des efforts internes RDC…….….66
Tableau .III.33 : calcul des armatures……..…67
Tableau .III.34 : récapitulation……..…..68
Tableau .III.35 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……...68
Tableau .III.36 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……..…69
Tableau III.37 : Calcul des armatures……..…71
Tableau III.38 : récapitulation…….……72
Tableau III.39 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement…….……72
Tableau III.40 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles…….72
Tableau.III.41:Les actions sur la dalle……79
Tableau III.42 : calcul des armatures……..80
Tableau III.43 : Vérification à l'E.L.S…….80
Tableau III.44 : Les armatures de répartition……..81
Tableau III.45: L'espacement des armatures de répartition……81
Tableau III.46 : Vérification au cisaillement……..82
Tableau III.47 : Calcul des armatures……..…… 83
Tableau III.48 : Vérification à l'E.L.S…….84
Tableau III.49 : les armatures de répartition……...84

Tableau III.50 : les armatures de répartition……...……85
Tableau III.51 : Vérification au cisaillement……...……...85

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 : Centre de rigidité et centre de masse……..……..95
Tableau IV.2 : Centre de l'excentricité théorique…….……96
Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité totale……..….96
Tableau IV.4 : détermination du facteur de qualité Q. ……..…..99
Tableau IV.5 : Vérification des sollicitations suivant X…….…....100
Tableau IV.6 : Vérification des sollicitations suivant Y. ……..100
Tableau. IV.7: Le comportement des trois premiers modes……...104
Tableau. IV.8 : période et facteur de participation massique modale……104
Tableau. IV.9 : calcul de force sismique……..……..…106
Tableau. IV.10 : vérification de la résultante des forces sismiques……..…..106
Tableau. IV.11 : calcul du moment de renversement……..……...107
Tableau. IV.12 : calcul du moment de stabilisant……..…….108
Tableau. IV.13 : Vérification de stabilisation……..…….…….……109.
Tableau. IV.14 : Vérification des déplacements inter-étage sens X……..…109
Tableau. IV.15: Vérification des déplacements inter-étage sens Y. …….……110
Tableau. IV.16 : Vérification l'effet P-Δ sens X. ……111
Tableau. IV.17. Vérification l'effet P-Δ sens Y. ……111
Tableau. IV.18 : Vérification de cisaillement…….112
Tableau. IV.19 : Vérifications des sollicitations normales. ……..……112
Tableau IV.20 : Centre de rigidité et centre de masse……113
Tableau IV.21 : Calcul de l'excentricité théorique……..…114
Tableau IV.22 : Calcul de l'excentricité totale……...…115
Tableau IV.23 : Sollicitations dues aux charges suivant x…….……115
Tableau IV.24 : Sollicitations dues aux charges suivant y ……..…….……..…116
Tableau IV.25 : Le comportement des trois premiers modes…….…….…..……117
Tableau IV.26: période et facteur de participation massique modèle premiers…….…...119
Tableau IV.27 : Calcul de la force sismique…….…….…….…….…….……119
Tableau. IV.28 : Vérification de la résultante des forces sismiques…….…….……120
Tableau IV.29 : Moment de renversement…….…….…….…….……...…120
Tableau IV.30 : Vérification des déplacements inter-étage sens X…….…….……121

Tableau IV.32 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y……121
Tableau IV.33 : Vérification l'effet P-Δ sens X ……122
Tableau IV.34 : Vérification l'effet P-Δ sens Y. ……122
Tableau IV.35 : Vérification de cisaillement des poutres……123
Tableau IV.36 : Vérification des efforts tranchant des poteaux……124
Tableau. IV.37: Vérifications des sollicitations normales……125

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau. V.1. Les données de calcul. ……126
Tableau. V.2. Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse). ..…128
Tableau. V.3. Section des armatures longitudinales des poutres secondaires. ……128
Tableau. V.4. Vérification des poutres principales à l'E.L.S. ……129
Tableau. V.5. Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S. ……129
Tableau. V.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA. ……130
Tableau .V.7. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA. ….. 130
Tableau. V.8. Calcul de τu.……131
Tableau. V.9. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement. ……132
Tableau. V.10. Vérification de la flèche des poutres. ……133
Tableau. V.11. détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU……136
Tableau. V.12. vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements.. …137
Tableau. V.13. Vérification des armatures à ELS des poteaux. ……138
Tableau. V.14. détermination des 'armatures ……140
Tableau. V.15. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ……140
Tableau. V.16. Les données de calcul. ……148
Tableau. V.17. Les voiles pleines inclinés (sens X et Y),L=3,12. ……148
Tableau. V.18. Les voiles pleines inclinés (sens X et Y), L=3.09m. ……148
Tableau. V.19. Les trumeaux inclinés (sens-X), L=1.00 m. ……149
Tableau. V.20. Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines…….151
Tableau. V.21. Calcul de l'armature verticale des trumeaux……153
Tableau. V.22. Vérification des armatures a ELS des trumeaux. ……153
Tableau. V.23. Vérification des armatures a ELS des trumeaux. ……153
Tableau. V.24. Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux. ……157
Tableau. V.25. Calcul les armatures diagonales……157
Tableau. V.26. Calcul les armatures transversales. ……157

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau.VI.1. Dimensionnement des Semelles isolés. ……..161
Tableau.VI.2. Dimensionnement des Semelles filante sous poteaux. ……..…163
Tableau.VI.3. Dimensionnement des Semelles filante sous voiles. ……..…164
Tableau.VI.4. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux ……...166
Tableau.VI.5. Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous poteaux. …..…166
Tableau.VI.6. Vérification des longueurs de scellement. ……..…167
Tableau.VI.7. Vérification de la stabilité au renversement. ……...167
Tableau.VI.8. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles périphérique. ……168
Tableau.VI.10. Ferraillage de la semelle filante. ……..…….168
Tableau.VI.11. Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous voiles……..169
Tableau.VI.12.Vérification de la longueur de scellement de la semelle SFVP. ……169
Tableau.VI.13. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle SFVP. ……169
Tableau.VI.14. Détermination des valeurs de q des semelles filantes sous poteaux. ……171
Tableau.VI.15. Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage. ……..…172
Tableau.VI.16. Vérification des contraints à L'ELS. ……172
Tableau. V.17. Vérification de l'effort de tranchant. ……..…173
Tableau.VI.18.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement. ……...174
Tableau.VI.19. Vérification de la flèche pour la poutre de libage. ……..…174
Tableau.VI.20.Détermination des moments par la méthode forfaitaire. ……..…176
Tableau.VI.21.Détermination des moments de voile périphérique. ……177
Tableau. V.22. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU ……..…177
Tableau.VI.23. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS. ……177

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage :

Figure. I.1.Façade principale……..…….2
Figure. I.2.Façade secondaire…….……2
Figure. I.3.Plan de R.D.C……..……..3
Figure. I.4.Plan de 1er sous sol……..…..…3
Figure. I.5.Plan de 2eme sous sol……..……4
Figure. I.6.Plan d'étage courant……...…..…….4
Figure. I.7.Coupe longitudinale A-A……..……5
Figure. I.8. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton……..…….9
Figure. I.9.Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton……..……...9
Figure. I.10.Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers…….10

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments :

Figure. II.1. Schéma du plancher…….……..…13
Figure. II.2. Dimensions du corps creux…….…..….13
Figure III.3 Mur simple cloison …….…..…15
Figure III.4 Mur double cloison…….…..….15
Figure. II.5. Constituant d'un plancher terrasse……..…..16
Figure. II.6. Constituant d'un plancher étage courant…….…..….17
Figure. II.7. Composants d'une dalle pleine de la terrasse…….…..18
Figure. II.8. Composants d'un balcon de l'étage…….……19
Figure. II.9. Dimensionnement de la poutre…….……20
Figure. II.10. Le poteau le plus sollicité…….…..22
Figure. II.11. Section réduite du poteau…….……..24
Figure. II.12. Représentation du poteau le plus sollicité…….…….24
Figure. II.13.Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)…….……...29

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires :

Figure. III.1. L'acrotère…….……..……..……..……...……..……..31
Figure. III.2 **:** Ferraillage de l'acrotère. ….……..……..……..……..……..……..….36
Figure. III.3.Représentation d'un escalier …….……..……..……..…37
Figure. III.4.Vu en trévère et en plan de l'escalier…….……..……..……...…38

Figure. III.5.Dimension d'escalier. ……39
Figure III.6. Schéma statique des efforts du l'escalier à ELU……39
Figure III.7.Schéma statique des efforts du l'escalier à ELS……40
Figure.III.8: ferraillage des escaliers……44
Figure III.9. Dimension de la poutre palière……45
Figure III.10.Schéma statique des moments de la poutre palière. ……47
Figure III.11 : Schéma statique des efforts tranchant de la poutre palière……47
Figure. III.12.Ferraillage de la poutre palière……50
Figure III.13.schéma statique de la poutrelle……52
Figure III.14.Dispositions des étaiements……53
Figure III.15. Travée avec un seul étai au milieu……53
Figure III.16. Travée avec deux étais……54
Figure III.17.Travée avec trois étais……55
Figure III.18. Moment en travée et en appuis de la méthode forfaitaire ……57
Figure.III.19.poutrelle à quatre travées……58
Figure III.20 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU ……59
Figure III.21 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS……60
Figure III.22.Poutrelle à trois travées……60
Figure III.23.Poutrelle à trois travées……60..
Figure III.24.Poutrelle à trois travées……62.
Figure III.25.Type de Poutrelle à LELU……62
Figure III.26 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU ……63
Figure III.27 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS ……64
Figure. III.28.Poutrelles à deux travées……64
Figure III.29 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU ……65
Figure III.30 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS ……66
Figure .III.31. Dimensionnement de la poutrelle……69
Figure III.32.Ferraillage des poutrelles……73
Figure III.33. Ferraillage des poutrelles ……78
Figure III.34.Disposition des armatures de la table de compression……79
Figure III.35.la rupture de la dalle triangulaire……81
Figure III.36.la rupture de balcon. ……85

CHAPITRE IV : Etude dynamique :

Figure IV.1 : Vue en 3D……89
Figure IV.2 : Types des poteaux. ……92
Figure IV.3:voile pleine……92
Figure IV.4 : voile avec une ouverture……93
Figure IV.5 : Vue 2D……94
Figure IV.6 : Disposition des voiles en 3D……97
Figure IV.7 : Pourcentage des surcharges. ……101
Figure IV.8 : Spectre de réponse Y……101
Figure IV.9 : Spectre de réponse X……101
Figure IV.10 : Mode 1 (translation suivant X) ……103
Figure IV.11 : Mode 2 (translation suivant Y) ……103
Figure IV.12 : Mode 3(rotation autour de l'axe Z). ……104
Figure IV.13 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement. ……107
Figure. IV.14 : Concentration des forces sismique sous étages suivant X, Y……108
Figure IV.15 : Disposition des voiles. ……113
Figure IV.16 : calcul de l'excentricité théorique……114
Figure IV.17 : pourcentage des surcharges……116
Figure IV.18:Mode1, (translation suivant X) ……117
Figure IV.19:Mode 2, (translation suivant y) ……118
Figure IV.20:Mode 3,(rotation autour axe Z) ……118

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux :

Figure. V.1.Disposition des armatures pour les poutres porteuse. ……130
Figure. V.2.Disposition des armatures pour les poutres non porteuse. ……131
Figure. V.3. Ferraillages des poutres principales. ……133
Figure. V.4. Ferraillages des poutres secondaires. ……133
Figure. V.5. Définition de la zone nodale dans les poteaux. ……134
Figure. V.6. Disposition des armatures pour lepoteaux. ……141
Figure. V.7.Ferraillage des poteaux des Sous sols, RDC ,1er étage……141
Figure. V.8. Ferraillage des poteaux des étages 2ème ,3ème étage. ……142
Figure. V.9. Ferraillage des poteaux des étages 4ème ,5ème étage. ……142
Figure. V.10. Disposition des voiles. ……143
Figure. V.11. Diagramme des contraintes (SPC). ……144

Figure. V.12. Diagramme des contraintes (SET). ……145
Figure. V.13. Diagramme des contraintes (SEC). ……145
Figure. V.14. Disposition des armatures verticales dans les voiles. ……147
Figure. V.15. Les armatures transversales et les épingles. ……149
Figure. V.16. La zone de recouvrement des voiles. ……150
Figure. V.17. Disposition des armatures dans le voile 15x312cm2……152
Figure. V.18. Disposition des armatures dans le voile 15x309cm2 ……152
Figure. V.19. Disposition des armatures dans le voile 15x100cm2 ……152
Figure. V.20. Moment et effort tranchant résistants dans le linteau. ……155
Figure. V.21. Armatures de linteaux. ……156
Figure. V.22. Section du linteau. ……156
Figure. V.23. Disposition des armatures dans le voile avec ouverture……158
Figure. V.24. Ferraillage du linteau. ……158
Figure. V.25. Coupe A-A. ……158

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure.VI.1. Semelle isolée sous poteau. ……161
Figure.VI.2. Schéma d'une semelle filante sous poteaux……162
Figure.VI.3. Schéma d'une semelle filante sous voile……162
Figure.VI.4. Représentation finale des semelles. ……165
Figure.VI.5. .Schéma d'une semelle filante sous voile. ……167
Figure.VI.6. Schémas d'une Semelle filante sous poteaux. ……170
Figure.VI.7. Schéma du chargement qui vient au voile périphérique. ……174
Figure.VI.8. Schéma des dimensions du voile périphérique……176
Figure.VI.9. Disposition de ferraillage du voile périphérique. ……178
Figure.VI.10. Ferraillage de la longrine. ……180

LISTE DE NOTATION

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.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

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.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.).

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

L_f : Longueur de flambement,

St : 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

ζ : Contrainte normale.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

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

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

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

- Le 4^{éme} chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par utilisation de logiciel de calcul "SAP2000 version 17.1.1, on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus les efforts servent au calcul du ferraillage des éléments (portiques et voiles), qui fait l'objet du 5éme chapitre. Finalement, le bloc sont fondé conformément au rapport du sol, puis on terminera ce projet par une conclusion générale.



Description de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :

- Le travail proposé dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à la conception et l'étude d'un bâtiment en (2sous sols +RDC +5). Cet ouvrage comporte :

- 1erSous-sol est destiné pour le parking, et le2^{eme}Sous-sol est destiné pour le dépôt qui appartient au RDC.
- RDC a usage commercial,
- Les autres étages sont destinés vers l'habitation.

- Le bâtiment sera implanté dans la willaya de Médéa (beni slimane), région classée par le règlement parasismique Algérien « ***RPA 99 VERSION 2003*** » comme une zone de moyenne sismicité « **zone II_a ».**

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

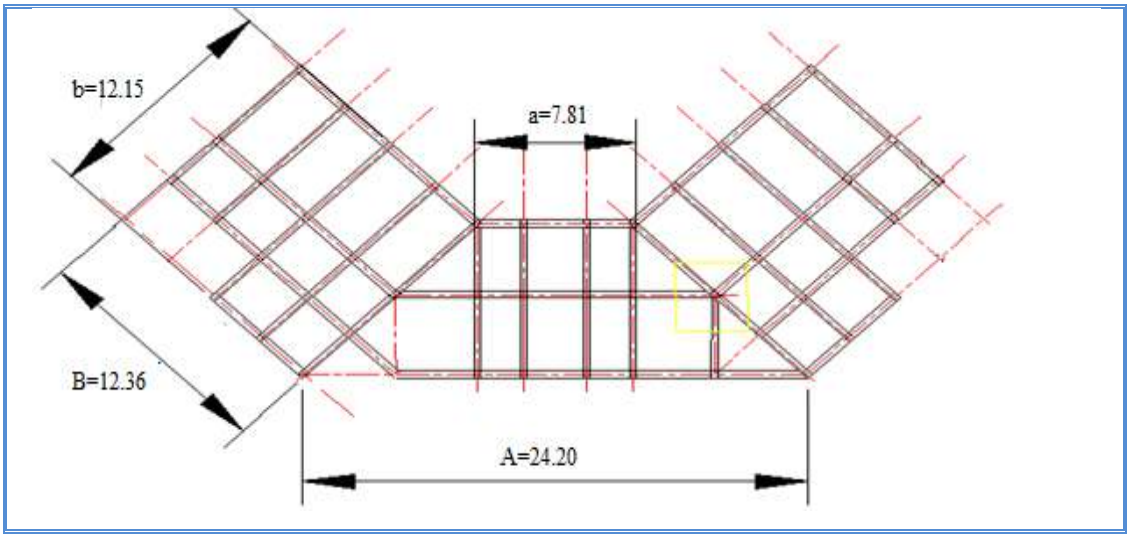
I.2.1. Dimensions en élévation

- La hauteur de 1er sous sol …… 2.88 m.
- La hauteur de 2eme sous sol …..…… 3.96 m.
- La hauteur de rez-de-chaussée…… . 3.24 m.
- La hauteur de l'étage courant ……. 3,24m.
- La hauteur de l'acrotère……0.60m.
- La hauteur totale du bâtiment est de ..... 26.88m.

I.2.2. Dimension en plan :

Notre bloc est de forme irrégulière, dont les Dimensions sont :

-A = 24.20m.
- B=12.36m.
- a = 7.81m.
-b =12.15m.



I.2.3. Données architecturales :

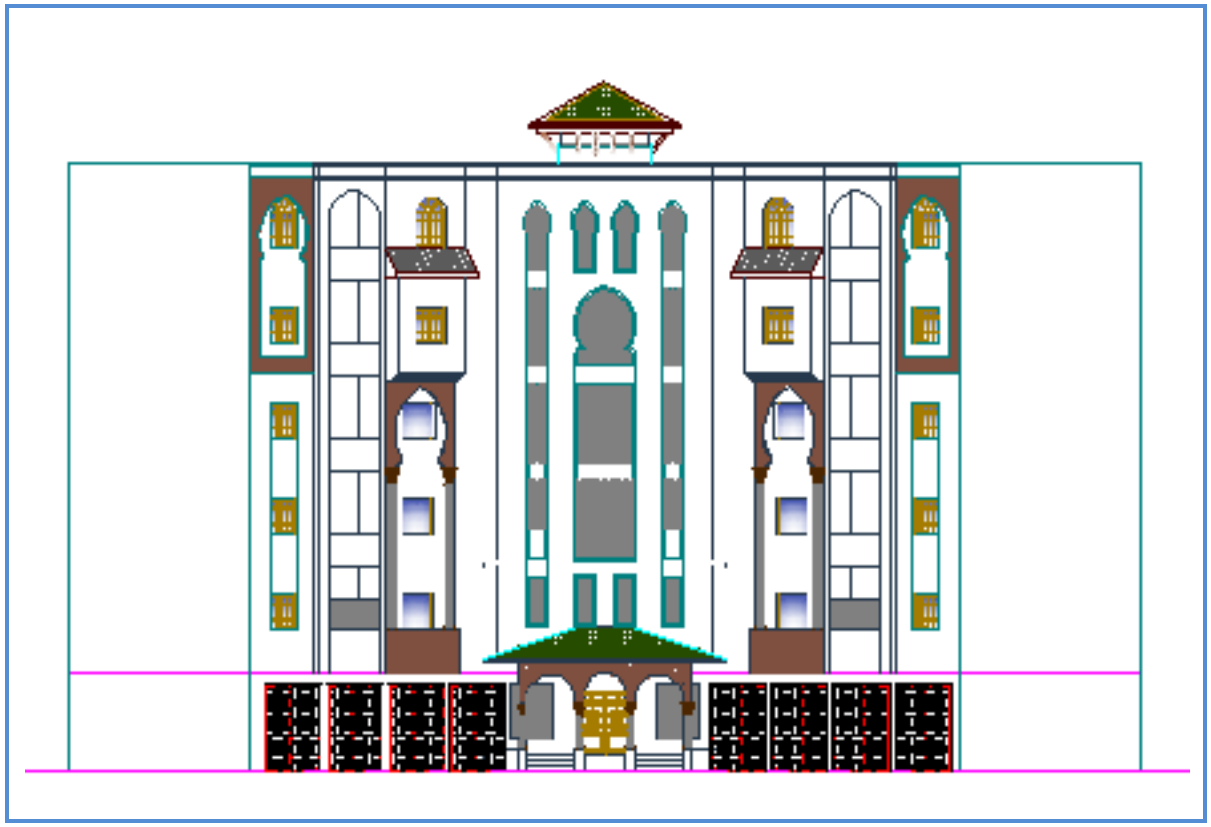


Figure. I.1. Façade principale.



Figure. I.2. Façade secondaire.

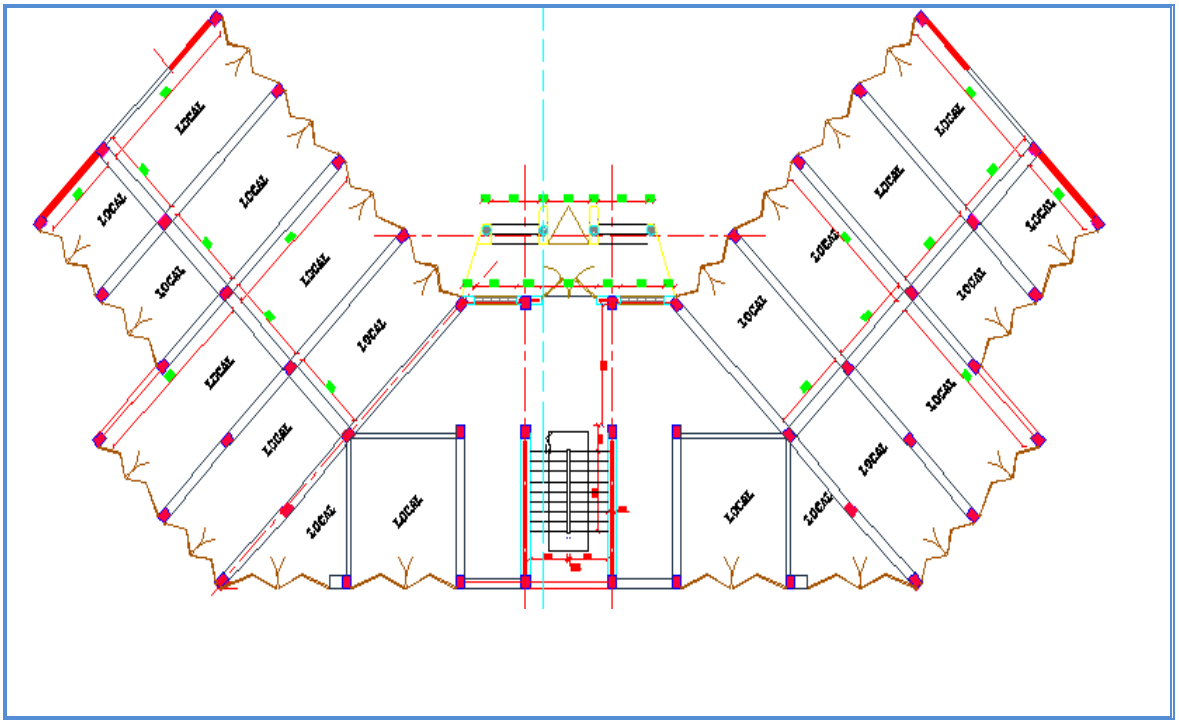


Figure. I.3. Plan de R.D.C.

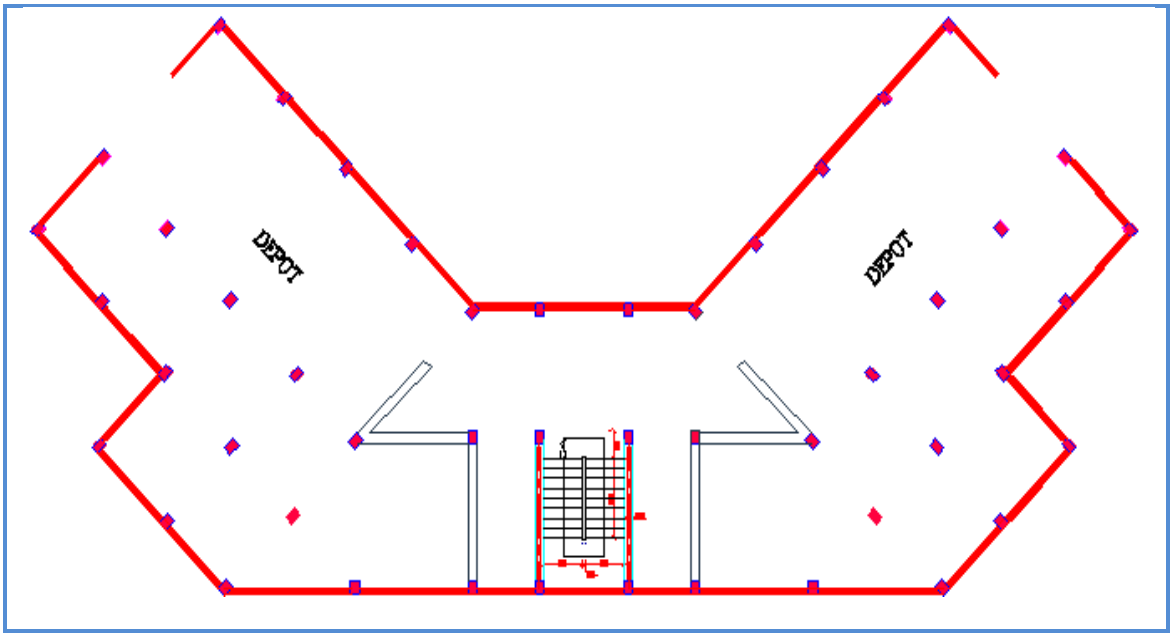


Figure. I.4. Plan de 1er Sous sol.

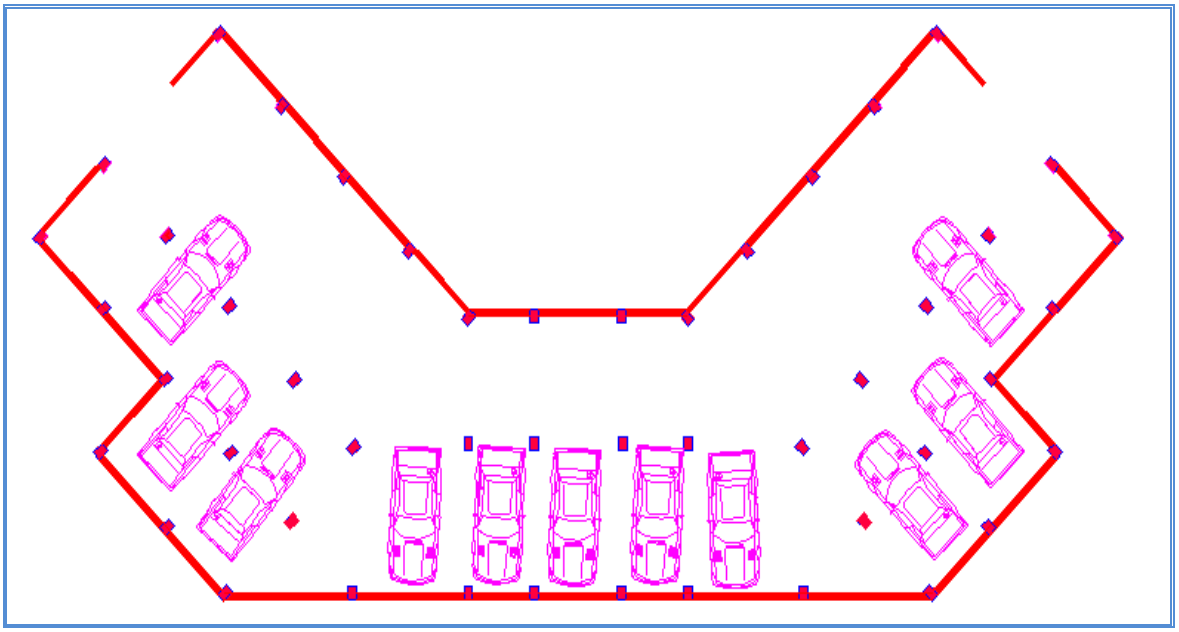


Figure. I.5. Plan de 2ème Sous sol.

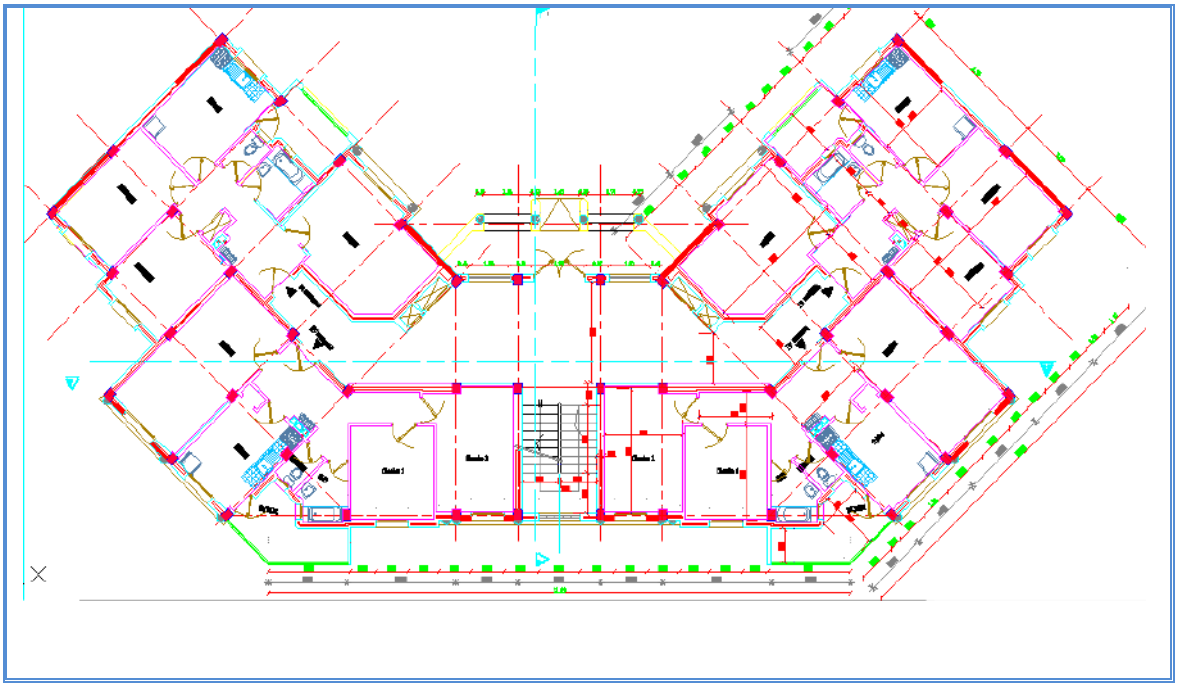


Figure. I.6. Plan d'étage courant.

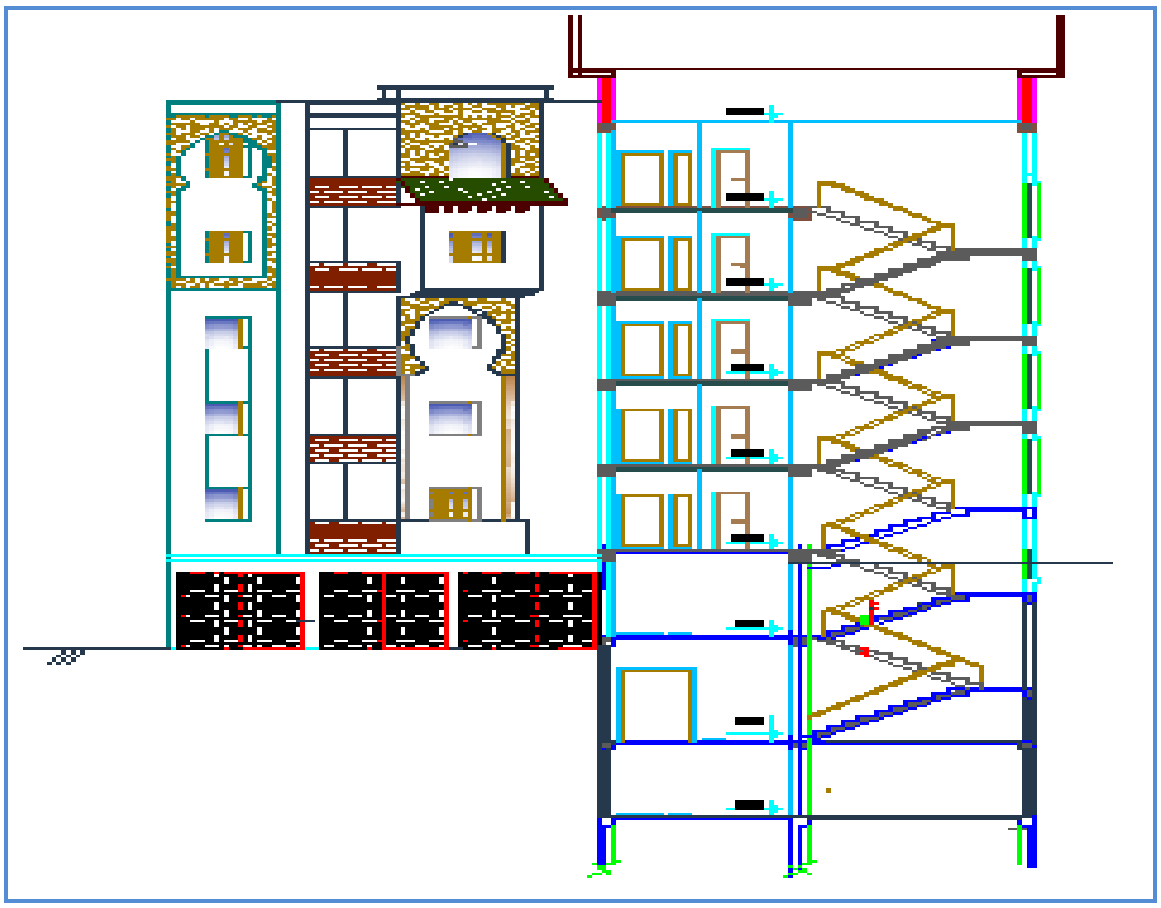


Figure. I.7. Coupe longitudinale A-A.

I.2.4.Système de contreventement:

-Le système de contreventement adopté pour notre projet est celui des portiques auto-stables en béton armé contreventés par des voiles.

I.2.5. Structure :

-Notre bâtiment comporte les éléments suivants :

❖ ***Planchers :***

-Ce sont les éléments horizontaux porteurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à chaque étage, et étant considérés comme diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport au leur surfaces, Dans notre ouvrage on a deux (02) types de planchers :

a. Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages;

b. Planches à dalle pleine pour les balcons et les dalles des escaliers, et des parties de planchers.

❖ ***Acrotère :***

-Au niveau de la terrasse inaccessible, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en voile de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur.

❖ ***Maçonnerie :***

-La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en briques creuses.

- ***Les murs Extérieurs :*** ils sont constitués de deux rangées de brique creuse séparées par une lame d'air de 10cm d'épaisseur (e_p total = 30 cm).
- ***Les murs Intérieurs :*** constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

❖ ***Escaliers :***

-Pour notre bâtiment on a un seul type d'escalier composé de (02) volées, Les marches seront revêtis de carrelage.

❖ ***Revêtements :***

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage de 2cm pour les appartements, les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

❖ ***Infrastructure:***

-C'est la partie en contact avec le sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les fondations ont été choisies

Conformément au rapport du sol obtenu.

I.3.Caractéristiques des matériaux :

-Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.3.1. Béton:

-Nous utiliserons un béton dosé avec un ciment CPJ-CEMII42.5 de 350Kg/$m^{3,}$ donnant une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa. Et une résistance à la traction f_{t28}=2,1 Mpa

La composition d'un mètre cube (**1m^3**) de béton est :

❖ Ciment (classe 42.5) **350 Kg.**

❖ Sable (0/5) **400 l.**

❖ Gravier (15/25) **800 l.**

❖ Eau de gâchage **175 l.**

I.3.1.a. Caractéristiques mécaniques du béton :

1. Résistance à la compression « fc_j » :

-Dans les cas courants, le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de 200 cm² de révolution et de diamètre égale à (16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (32cm).

-Pour les bétons d'un âge $j \leq 28$ jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28} \qquad \text{Si} \qquad f_{cj} < 40 \text{ Mpa (Selon BAEL91).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}40 + 0{,}95j} f_{c28} \qquad \text{Si} \qquad f_{cj} > 40 \text{ Mpa (Selon BAEL91).}$$

-Lorsque l'âge d'un béton dépasse 28 jours on peut admettre une résistance au plus égale à

$$f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$$

Tableau. I.1. La résistance f_{cj} du béton à 7 jours, 14 et 90 jours.

fc_{28} (MPA)	16,00	20,00	22,00	25,00	30,00	35,00	40,00
7j (MPA)	10,60	13,20	14,60	16,50	19,90	23,20	26,50
14j (MPA)	13,70	17,60	18,80	21,40	25,60	29,60	34,20
90j (MPA)	17,60	22,00	24,20	27,50	33,00	38,50	44,00

-Le cas de notre construction fc_{28} égale à 25 Mpa.

Avec :

- f_{cj} **:** La résistance caractéristique à "J" jours.
- f_{c28} **:** La résistance caractéristique à "28" jours.

2. Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} » :

La résistance caractéristique à la traction du béton à ''j'' jours désignée par f_{tj} est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$f_{tj} = 0{,}6+0{,}06\, f_{cj}$ (f_{t28}**=2,1MPA**) D'où f_{tj} et f_{cj} en MPA.

3. Le Module de déformation transversale « G » :

La valeur du module de déformation transversal ***G*** est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$$

E : Module de déformation longitudinale.

$$\upsilon : coefficien\,t\,de\,poisson \begin{cases} 0,2\ à\ l'ELS. \\ 1,15 à\ l'ELU. \end{cases}$$

4. Module de déformation longitudinale « E » :

-Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation $\mathbf{E_{ij}}$ du béton âge de **"j"** jours est pris égale à :

$$E_{ij} = 11000.\sqrt[3]{f_{cj}}$$ E_{I28}=32164,195 Mpa.

Le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700.\sqrt[3]{f_{cj}}$$ E_{V28}= 10721,40 Mpa.

E_{ij}, f_{cj} en Mpa.

5. Contraintes limites :

5.1. Contrainte de cisaillement :

-Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

❖ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

τ_u = min (0,1.f_{c28}, 3 Mpa). Pour : f_{c28} = 25 Mpa : τ_u = 2,5 Mpa.

❖ Fissuration peu nuisible :

τ_u = min (0,13.f_{c28}, 4 Mpa). Pour : f_{c28} = 25 Mpa : τ_u = 3,25 Mpa.

5.2. Contrainte déformation:

❖ ***Contraintes limites à l'ELU « σ_{bc} » :***

-La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85.fc_{28}}{\theta.\gamma_b}$$ Avec : f_{c28} = 25 Mpa.

- 0,85 **:** coefficient de minoration tient compte de l'altération du béton avec l'acier.

$$\gamma_b : coefficien\,t\,de\,sécurité \begin{cases} 1,5\,situation \rightarrow durable. \\ 1,15\,situation \rightarrow accidentel\,le. \end{cases}$$

- θ =1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;
- θ=0,9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.
- θ=0,85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

❖ ***Contraint limite à l'ELS :***

-La contrainte limite de service en compression est donnée par :

σ_{bc} = 0,6fc_{28} (σ_{bc} =15MPa)

5.3. Diagramme contrainte- déformation ($\sigma = f(\xi)$):

❖ ***Diagramme Parabole – Rectangle :***

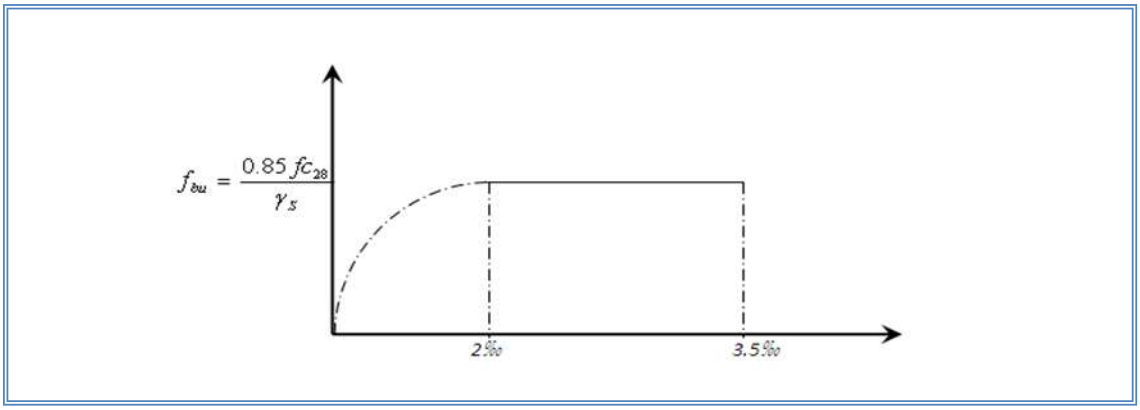


Figure. I.8. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton.

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- fc_j**:** Résistance caractéristique du béton en compression a -j- jour.
- f_{bu} **:** Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \xi_{bc} \leq 3{,}5‰$
- γ_b **:** Coefficient de sécurité.
- ξ_{bc} : Déformation du béton en compression.

❖ ***Diagramme Rectangulaire :***

- ***Cas d'emploi*** *:*

-Si la section considérée est partiellement comprimée ; par exemple en flexion simple, en particulier, On utilise le diagramme rectangulaire défini par la figure .I.8.

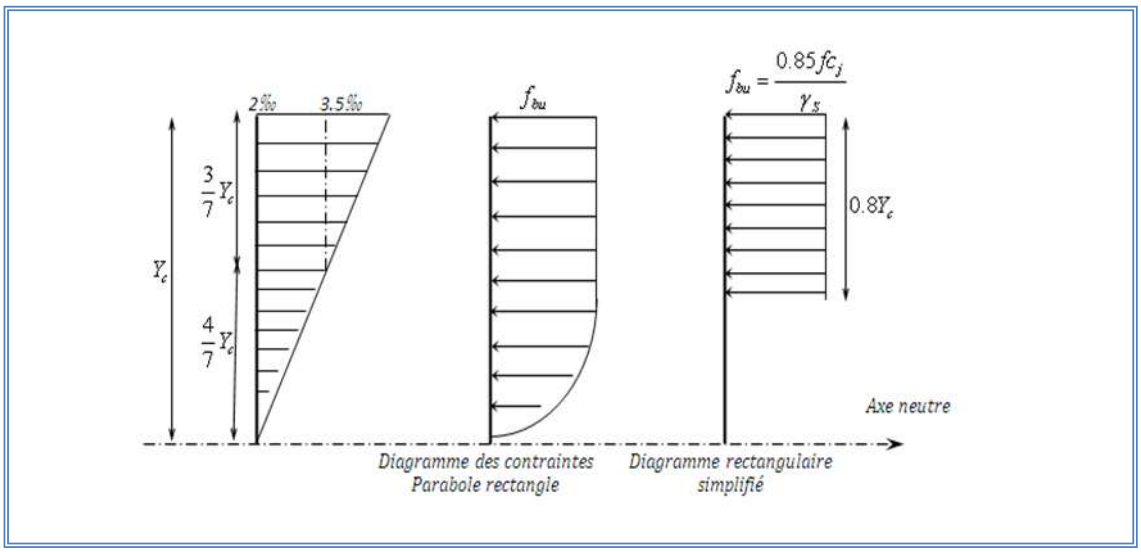


Figure. I.9. Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton.

I.3.2. L'acier :

2.1. Types d'acier :

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

-Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. I.2. Caractéristiques mécanique des aciers.

Type d'acier	Nuances	Fe (MPA)	Diamètre (mm)	Utilisation
Rond lisse	FeE235	235	$\phi 6$ et $\phi 8$	Armatures transversales
Acier HA	FeE400	400	T≥8	Armatures transversales et longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	$0 \leq \phi \leq 6$	Table de compression

2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

-Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constant quel que soit la nuance de l'acier utilisé

$E_s=2.10^5$ Mpa **[2]. [A.2.2.1]**

2.3. Contraintes limites :

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

- ***Diagramme contraintes- déformations :***

-Le diagramme contraint (σ_s) – déformations (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous:

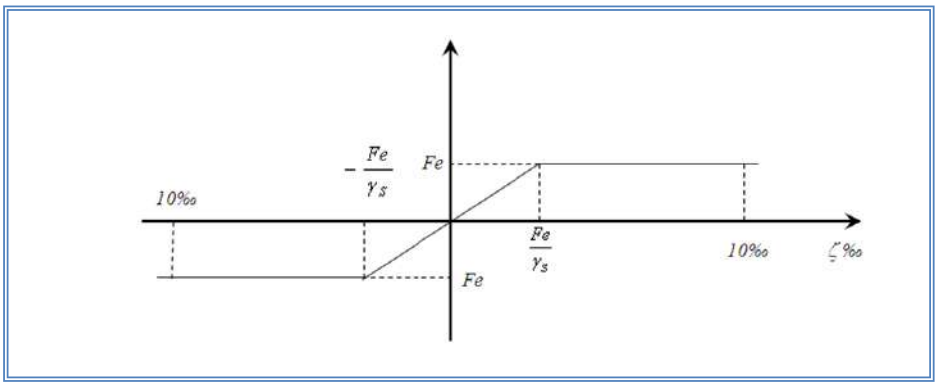


Figure. I.10. Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers.

Avec :

- $\bar{\sigma}_s = F_e/\gamma_s$
- **Fe :** Contrainte limite de l'acier ;
- **σ_S :** Contrainte de l'acier ;
- γ_S : *Coefficien t de sécurité* $\begin{cases} 1{,}15 \text{ situation durable.} \\ 1{,}00 \text{ situation accidentel le.} \end{cases}$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

-Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = Min\ [2f/3; 110.\sqrt{\eta . f_{tj}}]$ [Mpa]
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = Min\ [f/2; 90.\sqrt{\eta . f_{tj}}]$ [Mpa]

Avec :

***η*:** Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = \begin{cases} 1{,}00 \text{ pour les ronds lisses et les treillis soudés.} \\ 1{,}60 \text{ pour les armatures à haute adhérance.} \end{cases}$

Chapitre II

Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1. Introduction :

-Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les recommandations du **RPA99 Version 2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

-Le calcul de pré dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure, à savoir :

- Les planchers
- Les poutres
- les poteaux
- Les voiles.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

-Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui font partie de la structure du bâtiment ils ont pour rôle :

- ❖ La séparation des différents niveaux.
- ❖ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ❖ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ❖ La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, on a deux types de planchers sont utilisés :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

-Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25}$$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus d'appui :

L = 3.66 m

$$\frac{366}{20} \geq h_t \geq \frac{366}{25} \rightarrow 18.3\,cm \geq h_t \geq 14.64cm$$

On choisit h_t=20 cm (16+4).

❖ ***Condition d'isolation acoustique :***

-Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

H min ≥ 16 cm, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifie).

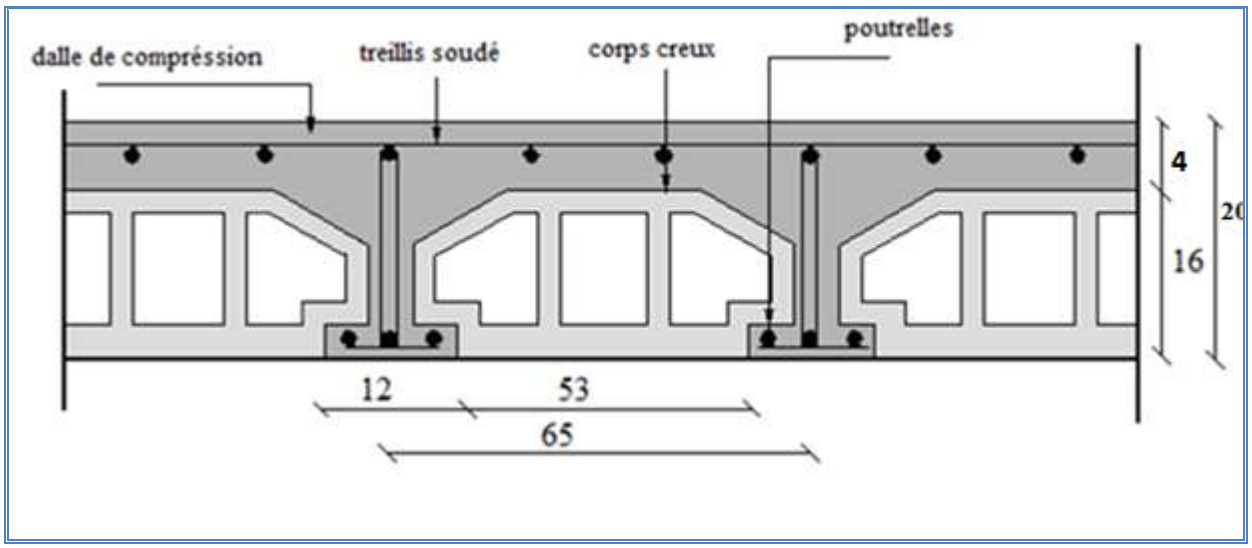


Figure. II.1. Schéma du plancher.

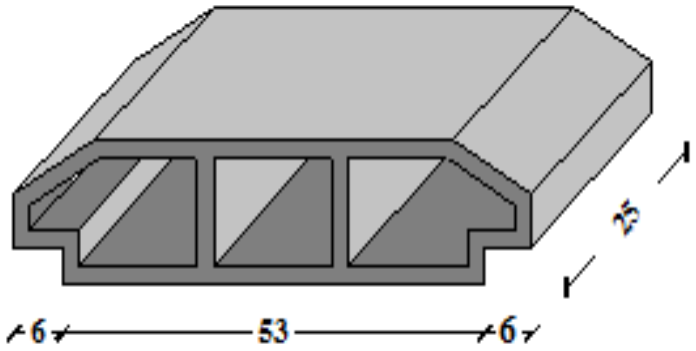


Figure. II.2. Dimensions du corps creux.

II.2.2. Les dalles pleines:

-Le Pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants:

- ***Critère de résistance:***

  - Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$

  - Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{50} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

  Pour notre projet, il ya dalle pleines pour les balcons et certaine partie de plancher.

  L'épaisseur de plancher dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications des résistances. Aussi, l'épaisseur de plancher est déduite à partir des conditions suivantes :

- ***Sécurité contre l'incendie*:**

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

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

  e_p= 17.5cm : peut assurer un coupe-feu de quatre heures.

  On a d'opte e_p = 15 cm.

- ***Critère d'isolation acoustique:***

  e_p = 15 cm.

- ***Condition de la flèche:***

  - Si $L \leq 5$ m $\Rightarrow f \leq L/500$
  - Si $L > 5$m $\Rightarrow f \leq (L/1000) + 0{,}5$ cm

Dalle sur trois appuis « triangulaire »:

Dans notre cas les dalles qui reposent sur trois appuis « triangulaire » ont une portée égale à :

L_x= 3.66m on a: $\frac{Lx}{50} \leq ep \leq \frac{Lx}{40}$

$7.32 \leq e_p \leq 9.15 \longrightarrow$ e = 8 cm.

Dalle sur deux appuis « « rectangulaire » balcons :

L_x= 4.05 m on a $\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$

$11.57 \leq e_p \leq 13.5$ e $\longrightarrow$ 10 cm.

❖ ***Conclusion:***

-Après avoir vérifié toutes ces conditions; on limite notre épaisseur à 15 cm pour les plancher à dalle pleine et les balcons.

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

II.3.1. Maçonnerie :

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

Tableau. II.1. charge permanente du mur intérieur.

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques ($KN/m^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
-1-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
-2-	Brique creuse	0,10	9	0,90
-3-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	1,62

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau. II.2. charge permanente du mur extérieur.

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
-2-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
-3-	Brique creuse	0,10	9	0,90
-4-	Lame d'aire	0,10	-	-
-5-	Brique creuse	0,10	9	0,90
-6-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	2,52

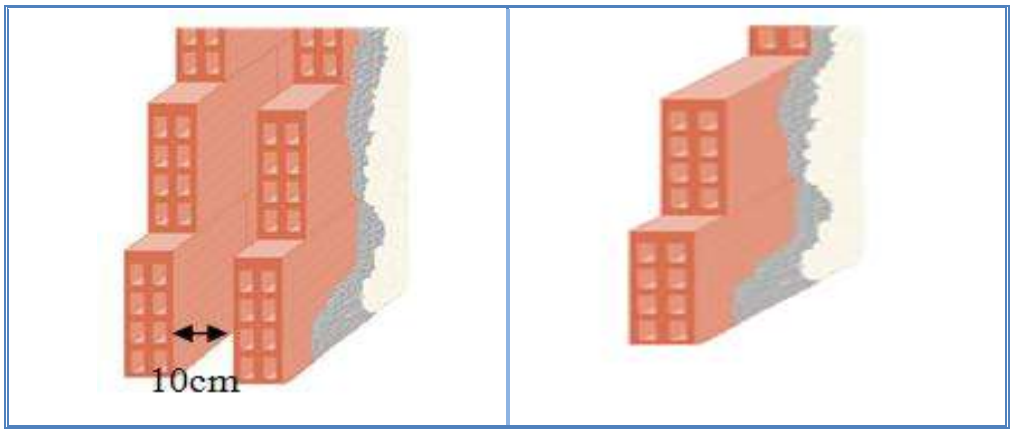


Figure II.3. Mur double cloison

Figure. II.4. Mur simple cloison.

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau. II.3. Charge permanente du plancher terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.90
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit de ciment	0.02	0.36	0.36
		Total	G	**6.66**

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible : **Q = 1 KN/m²**

Figure. II.5. Constituant d'un plancher terrasse.

II.3.3. Plancher étage courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau. II.4. Charge permanente du plancher étage courant.

N°	Désignation	Ep. (m)	Poids (KN/m²)	Poids (KN/m²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher en corps creux (16 + 4)	0,20	-	2,80
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
6	Cloisons	0.10	-	1,62
		Total	G	6.16

II.3.3.b. charges d'exploitation :

-Ouvrage d'habitation : **Q=1,5KN/m².**

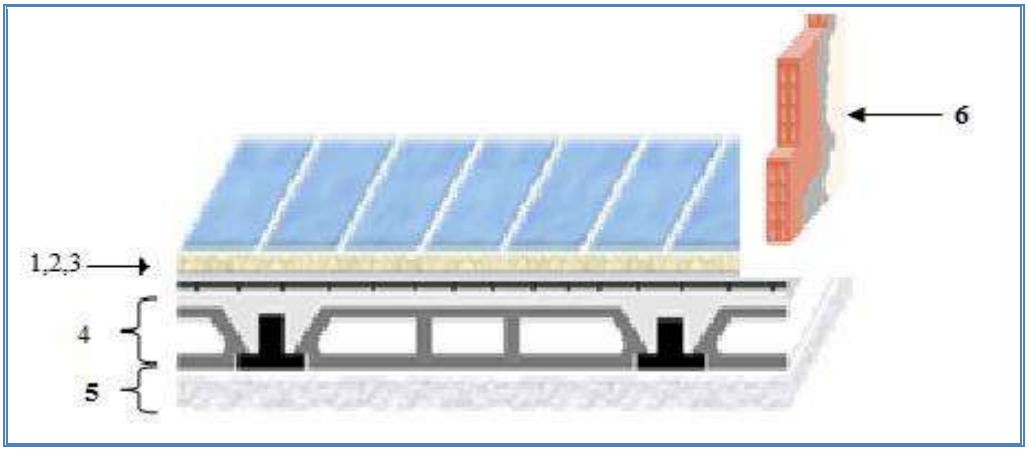


Figure. II.6. Constituant d'un plancher étage courant.

II.3.4.Dalle pleine

- **Charges permanentes de la terrasse :**

Tableau. II.5. Charge permanente de la terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique	Poids surfacique
1	Gravillon roulé (25/40)	0,05	18	0.9
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier Kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Film polyâne	-	-	0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Dalle pleine	0,15	25	3,75
9	Enduit de ciment	0,02	18	0.36
		Total	G	7.61

II.3.3.4. charges d'exploitation (plancher terrasse):

Q=1KN/m².

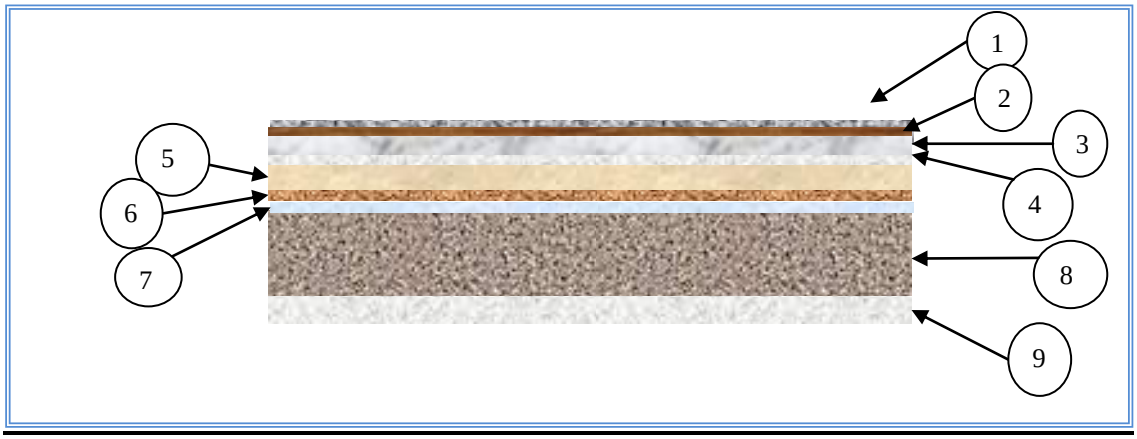


Figure. II.7. Composants d'une dalle pleine de la terrasse.

- **Charges permanentes des étages courants :**

Tableau. II.6. Charge permanent de la dalle pleine des étages

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
6	Cloisons	0.10	-	1.62
		Total	G	7.11

- **charges d'exploitation :**

✓ Pour le plancher : Q= 1.5 KN/m^2.



Figure. II.8. Composants d'un balcon de l'étage.

Charges d'exploitations :

Q_1= 1 KN/m^2 [plancher terrasse].

Q_2= 1.5 KN/m^2 [étages courants habitation].

Q_3= 4 KN/m^2 [RDC commerce].

Q_4= 3.5 KN/m^2 [dépôts].

Q_5=3.5KN/m^2 [balcons].

II.4. Pré dimensionnement des poutres:

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

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

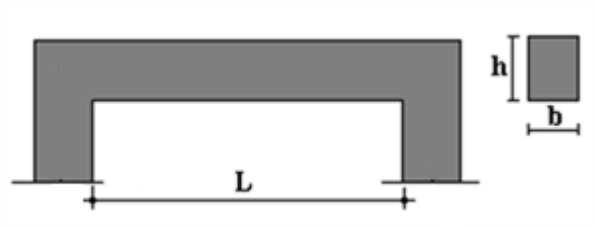


Figure. II.9. Dimensionnement de la poutre.

Ou :

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le Pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \quad et \quad 0{,}3h \le b \le 0.7h$$

Et doivent respecter les conditions imposées par le **RPA. [*Art.7.5.1]***

- $h \ge 30cm$
- $b \ge 20cm$
- $\frac{h}{b} \le 4$
- $b_{max} \le 1{,}5h + b_1$

II.4.1. Les poutres principales:

- **Conditions de la résistance :**

L $_{max}$ =5.15 m → 34,33 cm ≤ h ≤ 51,50 cm.

13.5 cm ≤ b ≤ 31.5 cm.

Pour la portée de L = 5.15 m : on adopte : h = 45 cm, b = 30 cm.

❖ **Vérification selon RPA 99 ver 2003 :**

- h = 45 cm ≥ 30 cm. (c. v).
- b = 30 cm ≥ 20 cm. (c. v).
- $\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4$ (c. v).
- $b_{max} = 35\,cm \leq 1{,}5 \times 45 + 35 = 102.5\,cm$ (c. v).

❖ **Condition de la rigidité :**

$$\frac{h}{L} = 0{,}087 \geq \frac{1}{16} = 0{,}06$$ (c.v)

Donc on prend : (b × h) = (30 × 45) cm².

II.4.2. Les poutres secondaires:

❖ **Conditions de la résistance :**

L_{max} =3.66m → 24.4cm ≤ h ≤ 36.6 cm

On prend h=35cm

9 cm ≤ b ≤ 21 cm

Pour la portée de L = 3.66 : on adopte : h = 35 cm, b = 30 cm.

❖ **Vérification selon RPA 99 ver 2003 :**

- h = 35 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- b = 30cm ≥ 20 cm. (c.v)
- $\frac{h}{b} = 1{,}16 \leq 4$ (c.v)
- $b_{max} = 30\,cm \leq 1{,}5 \times 35 + 25 = 77{,}5\,cm$ (c.v)

❖ **Condition de la rigidité :**

$$\frac{h}{L} = 0{,}095 \geq \frac{1}{16} = 0{,}06$$ (c.v)

Donc on prend : (b x h) = (30 x 35) cm².

II.4.3. Conclusion :

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections des poutres porteuses et non porteuses: (30×45) et (30×35) cm^2 respectivement.

II.5. pré dimensionnement des poteaux :

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient:(Nu=1,1Nu).

❖ **Étapes de pré dimensionnement :**

- choix du poteau le plus sollicité.
- calcul de la surface reprise par le poteau.
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du ***(Art.7.4.1: RPA 99 VERSION 2003)***

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

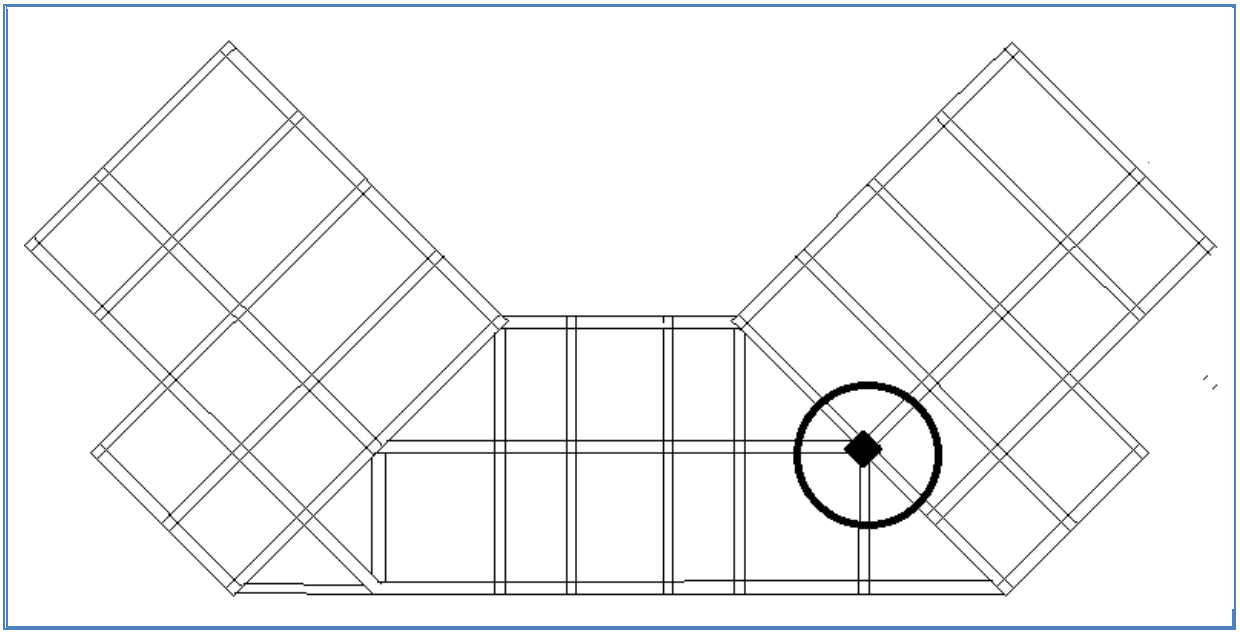


Figure. II.10. Le poteau le plus sollicité.

II.5.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA.99 version 2003.**

- $Min(b_1,h_1) \geq 25\ cm$: *zoneIIa*
- $Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau. II.7. Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		5ème	4ème	3ème	2ème	1ème	RDC	2SS	1SS
Dimension du poteau	h (cm)	30	30	35	35	40	40	45	45
	b (cm)	30	30	35	35	40	40	45	45

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

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

- ❖ $0,7 \times L_0$: si le poteau est encastré 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.
- ❖ L_0 : la longueur libre entre la face supérieur de deux planchers consécutifs

II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$: [2].[B.8.4.1]

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$N_{ultime} \leq \alpha \times \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

A_s: section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $A_s = \frac{B}{1000}$;

Br. : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute sa périphérie; Br. = (b-2 cm)×(h-2 cm).

α : coefficient

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

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \text{(section rectangulaire)}$$

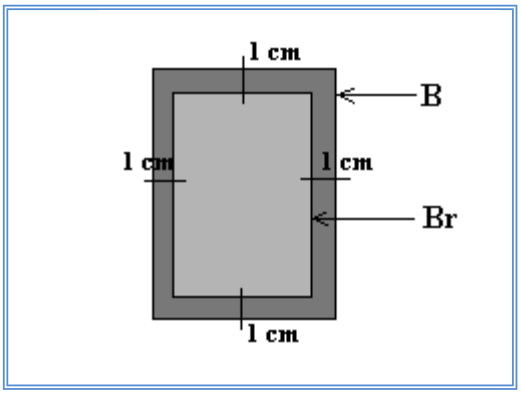


Figure. II.11. Section réduite du poteau.

Tableau. II.8. Calcule de $\overline{N}$.

	dimension	L_f(mm)	Br. (mm²)	λ	A	As (mm²)	$\overline{N}$ (kN)
le 5eme étage	30X30	2268	78400	26.10	0,772	90	1144.99
le 4eme étage	30X30	2268	78400	26.10	0,772	90	1144.99
le 3eme étage	35x35	2268	108900	22.37	0,791	122,5	1628.88
le 2eme étage	35x35	2268	108900	22.37	0,791	122.5	1628.88
le 1eme étage	40x40	2268	144400	19.64	0,799	160	2181.05
RDC	40x40	2268	144400	19.64	0,799	160	2181.05
2 SS	45X45	2772	184900	21.33	0.791	202.5	2764.15
1 SS	45X45	2016	184900	15.51	0.817	202.5	2855.01

II.5.5. la surface reprise par le poteau :

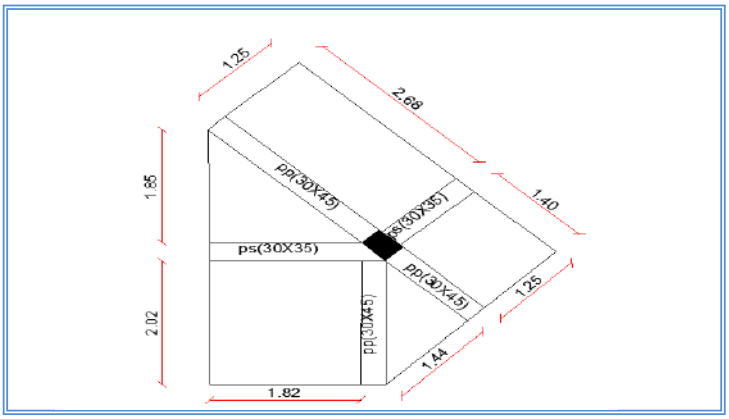


Figure. II.12. Représentation du poteau le plus sollicité.

-Calcule les surfaces:

- S_{pcc} = (1.25x2.68+1.4x1.25+1.82x2.02)=8.776m^2.
- S_{dp}= 1.008+1.683=2.961m^2.
- S_{poutre}=(1.25+2.68+1.82+2.02+1.40)0.3=2.751m^2.
- $S_t=S_{pcc}+S_{poutre}+S_{dp}$.
- S_t=8.776+2.961+2.751=14.218m^2.

✓ **Niveau (5ème étage)**

$G_{plancher}$ = (6.66 x 8.776) + (7.61 x 2.961) = 80.98 KN.

G_{poteau} = 0.3 x 0.3 x 1.62 x 25 = 3.64KN.

$G_{poutres}$ = 25[(0.30x0.35x3.07)+(0.30x0.45x6.1)]=28.64KN.

D'où alors G = $G_{plancher}$+ G_{poteau}+ $G_{poutres}$=116.91KN.

✓ **Niveau (4ème étage)**

$G_{plancher}$ =(6.16x8.767)+(7.11x2.961)=75.05KN.

G_{poteau}= 0.3x0.3x3.24x25=7.29KN.

$G_{poutres}$=25[(0.30x0.35x3.07)+(0.30x0.45x6.1)]=28.64KN.

D'où alors G= $G_{plancher}$+ G_{poteau}+ $G_{poutres}$=110.98KN

✓ **Niveau (3ème, 2ème étages)**

$G_{plancher}$ = (6.16x8.767) + (7.11x2.961)=75.05KN.

G_{poteau} = 0.35x0.35x3.24x25=9.92KN.

$G_{poutres}$ = 25[(0.30x0.35x3.07)+(0.30x0.45x6.1)]=28.64KN.

D'où alors G = $G_{plancher}$+ G_{poteau}+ $G_{poutres}$=113.61KN.

✓ **Niveau (1er étage, RDC)**

$G_{plancher}$ = (6.16x8.767) + (7.11x2.961)=75.05KN.

G_{poteau} = 0.40x0.40x3.24x25=12.96 KN.

$G_{poutres}$ = 25[(0.30x0.35x3.07)+(0.30x0.45x6.1)]=28.64KN.

D'où alors G = $G_{plancher}$+ G_{poteau}+ $G_{poutres}$=116.65KN.

✓ **Niveau (1er SS)**

$G_{plancher}$ =(6.16x8.767)+(7.11x2.961)=75.05KN.

G_{poteau}= 0.45x0.45x3.96x25=20.05 KN.

$G_{poutres}$=25[(0.30x0.35x3.07)+(0.30x0.45x6.1)]=28.64KN.

D'où alors G= $G_{plancher}$+ G_{poteau}+ $G_{poutres}$=123.74KN

✓ **Niveau (2ème SS)**

$G_{plancher}$ =(6.16x8.767)+(7.11x2.961)=75.05KN.

G_{poteau}= 0.45x0.45x2.88x25=14.58 KN.

$G_{poutres}$=25[(0.30x0.35x3.07)+(0.30x0.45x6.1)]=28.64KN.

D'où alors G= $G_{plancher}$+ G_{poteau}+ $G_{poutres}$=118.27KN

II.5.6. Descente des charges:

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

I.5.6.a. Charges d'exploitation :

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

❖ $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$

❖ $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^{5} Q_i$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2,……, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

- **Loi de dégression des charges Q : [3].[6.3]**

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 4ème étage : Q_0+Q_1

Plancher 3ème étage : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

Plancher 2ème étage : $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher 1ème étage : $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Plancher du RDC: $Q_0+0,80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Plancher 1er sous sols Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)

Plancher 2ème sous sols Q0+ ($\frac{3+n}{2n}$ =0.71) (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)

Tableau. II.9. Détermination des charges d'exploitations.

	Q (KN/m²)	∑ Qi (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
5eme étage	14.218	Q_0 =	-	-	14.218
4eme étage	21.327	Q_1 =	21.327	1	35.545
3eme étage	21.327	Q_2 =	42.654	0,95	54.739
2eme étage	21.327	Q_3 =	63.981	0,90	71.800
1eme étage	21.327	Q_4 =	85.308	0,85	86.729
RDC	21.327	Q_5 =	106.635	0,80	99.526
2ss	56.872	Q_6 =	163.507	0.75	136.848
1ss	49.763	Q_7 =	213.270	0.71	165.639

II.5.6.b. Charges permanentes et $\overline{Nu}$:

-Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

-L'effort normale de résistance : $\begin{cases} \mathbf{Nu}=1.35G+1.5Q \\ \overline{\mathbf{Nu}}=Nu+10\%Nu=1.1Nu \end{cases}$

Tableau. II.10. Vérifications du ($1{,}1.Nu \leq \overline{Nu}$).

	G(KN)	G_{cum}(KN	Q_{cum}(KN	Nu(KN)	1.1Nu (KN)	$\overline{Nu}$ (KN)	$1{,}1Nu \leq \overline{Nu}$
5ème étage	116.91	116.91	14.218	179.15	197.065	1144.99	Oui
4ème étage	110.98	227.89	35.545	360.96	397.065	1144.99	Oui
3ème étage	113.61	341.50	54.739	543.13	597.443	1628.88	Oui
2ème étage	113.61	455.11	71.800	722.09	794.299	1628.88	Oui
1er étage	116.65	571.76	86.729	901.96	992.156	2181.05	Oui
RDC	116.65	688.41	99.526	1078.64	1186.504	2181.05	Oui
1er SS	123.74	812.15	136.848	1301.67	1431.837	2764.15	Oui
2ème SS	118.27	930.42	165.639	1504.52	1654.972	2855.01	Oui

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

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

Tableau. II.11. Vérifications de coffrage des poteaux.

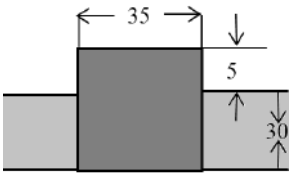
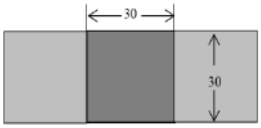
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥ h_e /20	Min (b, h) =30 cm≥ (he/20) = (3,24 - 0,45)/20=13,9 cm	Oui
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.5.9. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2\ ;\ h_1/2)$

Tableau. II.12. Vérification aux zones nodales.

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	45	45	Oui	15	22.5	Oui
	30	30	30	Oui	0	15	Oui

II.6. pré dimensionnement des voiles:

-Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ayant 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 $\geq$ 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 h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

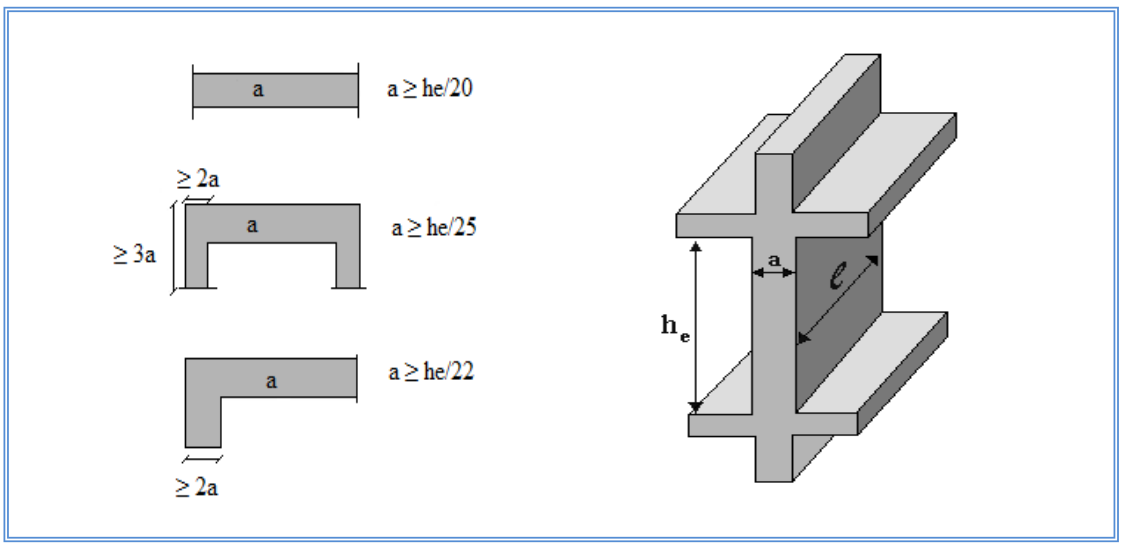


Figure. II.13. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D.

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

Tableau. II.13. Pré dimensionnement des voiles.

Niveau	he (cm)	a (cm)
5	289	15
4	289	15
3	289	15
2	289	15
1	289	15
RDC	289	15
1SS	361	20
2SS	253	20

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1 L'acrotère

III.1.1 Introduction :

-L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle :

-La protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures et aussi pour protéger l'étanchéité.

III.1.2 principe de calcul :

-Dans le calcul l'acrotère est considéré comme une console encastré de le plancher terrasse.

-Le calcul de ferraillage se fait pour une bonde de 1 m de largeur, c'est une console de 100m de largeur, encastré au plancher terrasse et soumise à un effort normale du à son poids propre et un moment à l'encastrement du à une charge d'exploitation 1KN/ml appliquée à son extrémité, la fissuration est considéré comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

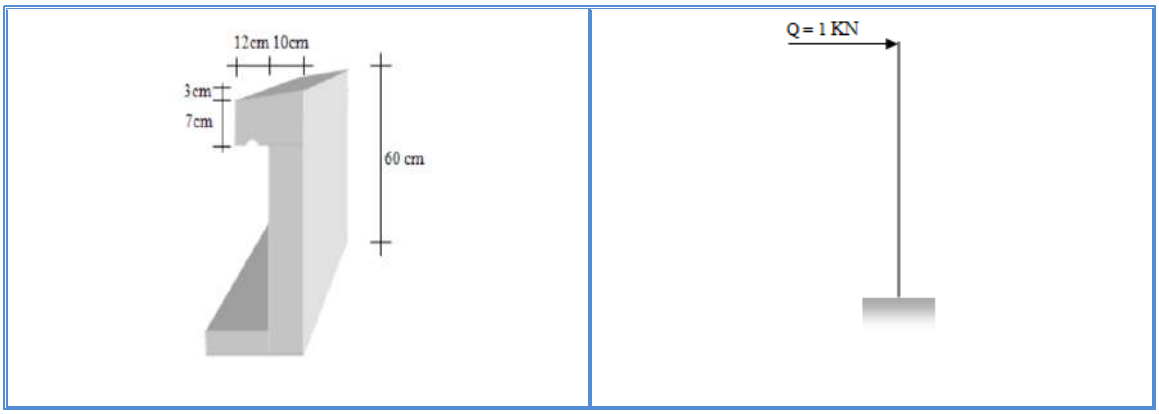


Figure. III.1. L'acrotère.

III.1.3 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Tableau. III.1. Charges permanentes et Surcharges d'exploitation de l'acrotère.

Charge permanentes (Poids propre 'G')	[(0.6x0.1)+(0.12x0.07)+((0.12x0.03)/2)].25 = 1.75 KN/ ml
Charge d'exploitation	Q = 1KN

III.1.4 Détermination des efforts :

Tableau. III.2. Les efforts sur L'acrotère.

L'ELU	
L'effort normal	N_u= 1.35.G = 1.35 x 1.75 = 2.362 Kn
L'effort tranchant	Tu = 1.5. Q = 1.5 x 1 = 1.5 KN
Moment d'encastrement	Mu= 1.5 Q x h = 1.5x1x 0.7= 0.9 Kn.m
L'ELS	
L'effort normal	Nser = G = 1.75 KN
L'effort d'encastrement	Tser = Q= 1 KN
Moment d'encastrement	Mser = Q x h = 1x0.6 = 0.6 Kn.m

III.1.5 Calcule de ferraillage :

-Le calcule de ferraillage sera pour une section rectangulaire de (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tableau. III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Dimensions			Resistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	cm
h	10	cm	FeE	400	Mpa
C_1	2.5	cm	Sollicitations		
C_2	2.5	cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueurs de flambements			N_U	2.706	Mpa
Notations	Valeurs	Unités	M_u	1.050	Mpa
L_0	0.65	m	N_{ser}	2.005	Mpa
L_f	1.40	m	M_{ser}	0.700	Mpa

III.1.5.a Etat limite ultime

❖ ***Calcul de l'excentricité :***

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.050}{2.706} = 38$ cm

-Ou l'enrobage est : $C=C_1= 2.5$ cm.

On a $e_0 = 38cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

-Le centre de pression se trouve à l'extérieur des armatures donc la section est partiellement comprimée.

❖ ***Calcule de moment de flexion :***

La distance entre le point d'application « N » et le centre d'armatures tendues.

$e=e_0+ (h/2-c) \Rightarrow e=40.5$ cm $\Rightarrow e=0.405$ m

$M_1= N_u$ x e $\Rightarrow M_1 =0.95$ Kn.m.

❖ ***Calcule des armatures verticales :***

Le calcule ce sera en flexion simple à l'état limite ultime.

$M_1=M_u= 0.95$ Kn.m.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \qquad \mu = \frac{0.95 \times 10^3}{100 \times 7.5^2 \times 14.2}$$

$\mu = 0.0118 < \mu_1 = 0.0392 \Rightarrow$ A' = 0 pas d'armatures comprimées.

Du tableau $\beta = 0.994 \Rightarrow \alpha = 0.0151$

Pour FeE400 $\Rightarrow \sigma_S = 348$ (Mpa).

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \Rightarrow A_1 = \frac{0.95 \times 10^3}{0.994 \times 7.5 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.336 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = A_1 - \frac{N_U}{100\sigma_s}$$

$$A = 33.6 - \frac{2.362 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.26 cm^2$$

Donc A=0.26 cm^2 ; A'= 0 cm^2.

✓ ***Condition non fragile*** $A_1 = 0.26$ m^2 < $A_{min} = \frac{B}{1000} = 10 \times 100 / 1000 = 1 cm^2$

Alors on adopte $A_1=A_{min}= 1$ cm^2 $\Longrightarrow$ 4HA8 = 2.01 cm/ml.

✓ ***Armatures de répartition.***

$$\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Longrightarrow 0.5cm^2 \le A_r \le 1.005cm^2$$

On prend A_r = 4HA8/ ml= 2.01 cm^2 $\Longrightarrow$ A_r= 3HA8 = 1.5 cm^2.

✓ ***Espacement*** **St**=100/4=25cm ≤ S_{min}=min [3h=30cm ;33cm]=30cm (C.V)

St_r=100/3=33cm ≤ S_{min}=min [4h=40cm ;45cm]=40cm (C.V)

III.1.5.b vérification à l'Etat limites service :

$$\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2}$$

Données: N_{ser} = 1.755 KN

M_{ser} = 0.6kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité**

On a: $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755}$ = 34.19 cm

$\frac{h}{2} - c$ = 5-2.5 = 2.5 cm < e_0 = 34.19 cm

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 v_2}$

Où : $B_0 = b * h + 15(A + A')$ ⇨ B_0= 1030.15 cm^2.

$v_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + Ad)]$ ⇨ v_1= 5.073 cm

$v_2 = h - v_1$ ⇨ v_2 = 4.926 cm

$I = \frac{b}{3}(v_1{}^3 + v_2{}^3) + 15[A(v_2 - c)^2 + A'(v_1 - c)^2]$ ⇨ I=8513.68 cm^4

Alors: $\frac{I_G}{B_0 V_2} = 1.677$ cm

Donc : e_0 = 34.19 cm > $\frac{I_G}{B_0 v_2}$ = 1.677 cm

Alors : on a une section partiellement comprimée.

-Il faut vérifier que: $\begin{cases}\sigma_b \le \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \bar{\sigma}_s\end{cases}$

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec k = $\frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

σ_s =15k (d-y_1)

On va calculer y2 a l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$ ……. '*'

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

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.19cm < 0".

- **Application numérique :**

  P = -2489.80.80cm^2.

  q= +47307.84cm^2.

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.80y_2 + 47307.84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85 * 10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} acos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 31.20\ cm \\ acos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -57.54\ cm \\ acos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 26.34\ cm \end{cases}$

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

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

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

Donc : $\begin{cases} y_2 = 31.20\ cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.01\ cm \end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2}by_1^2 + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$$

$$S_{xx'} = 36.48\ cm^3$$

$$k = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = ky_1 = 0.048 * 20.1 = 0.967\ MPa < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 * 0.0481 * (75 - 20.1) = 39.61\ MPa$

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

$\sigma_s = 39.61\ MPa\ < \bar{\sigma}_s = 201.633\ MPa$

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

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant :

-La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale a: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 * 0.075} = -11.83KN$$

F < 0, Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.

III.1.7. Vérification de l'acrotère au séisme

-L'acrotère doit être calcule sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- Fp = 4.A.Cp.Wp. d' après **(RPA art.6.2.3),**
- **A**: coefficient d'accélération, (groupe d'usage, **zone IIa**)
- **Cp**: facteur de force horizontal, **(R.P.A tab. 6.1)**
- **Wp:** poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.255 KN.

$F_P = 4 * 0.25 * 0.8 * 1.755 = 1.404\ KN$

$F_P = 1.404\ KN\ < T = 1.5\ KN$ **(C.V)**

-Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

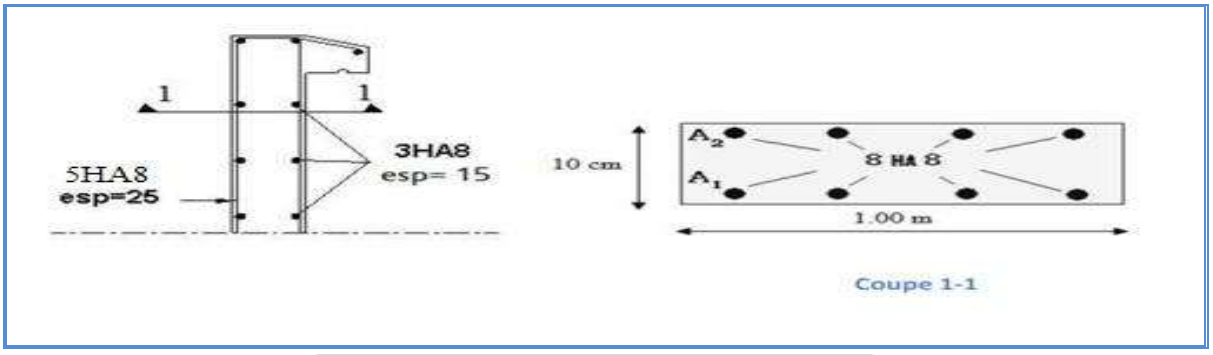


Figure. III.2. Ferraillage de l'acrotère.

III.2. les escaliers :

III.2.1. Introduction :

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

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

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

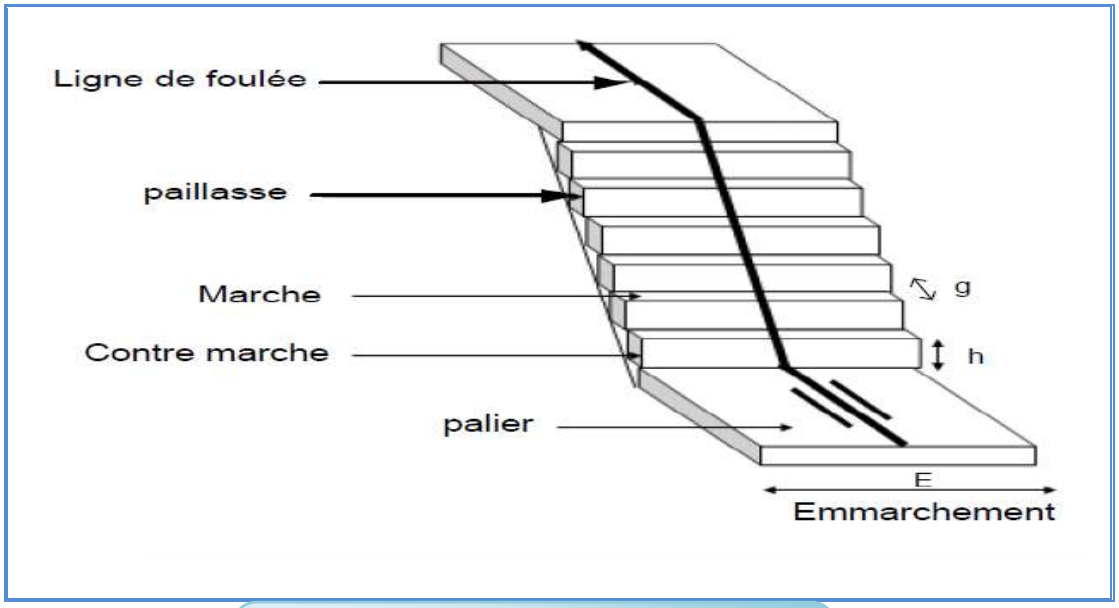


Figure. III.3. Représentation d'un escalier

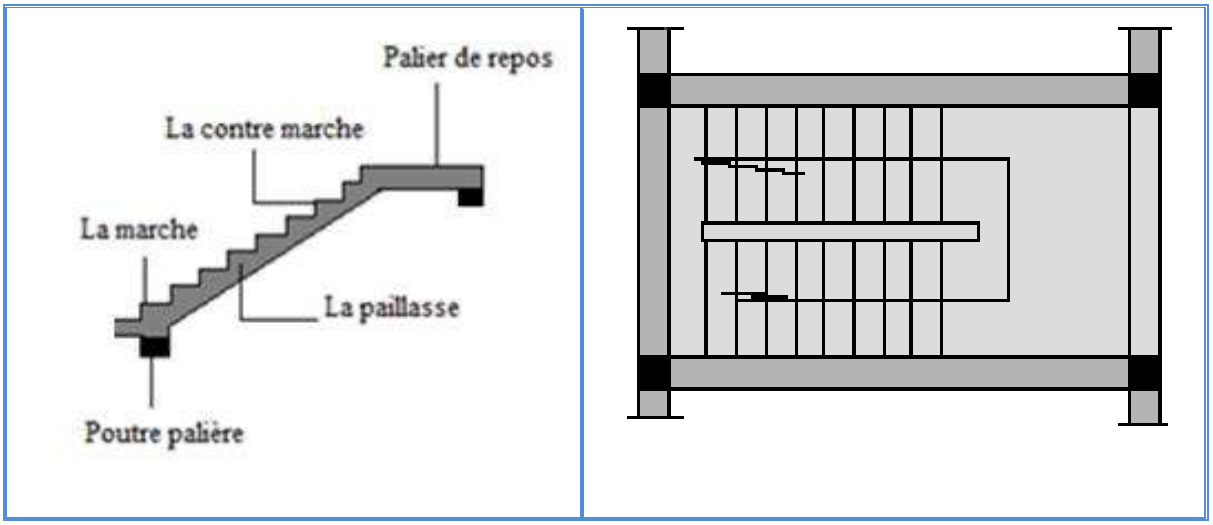


Figure. III.4. Vu en trévère et en plan de l'escalier.

III.2.3 Dimensionnement :

-On a deux types deux types des escaliers droits à deux volées, l'un pour le RDC et les étages courants et l'autre pour le sous sols.

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

Hauteur de la marche : **h = 18 cm**

Largeur de la marche : **g = 29 cm**

Nombre de contremarche de volée : **n= 11**

Nombre de marche volée : **n-1 = 10**

$l_0 = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{(2.90)^2 + (1.98)^2} = 3.51cm$

✓ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

59cm≤g+ 2h ≤66cm

59cm≤g+ 2h=65 ≤66cm

✓ **Angle d'inclinaison de la paillasse** : $tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.98}{2.90} = 0.682 \Rightarrow \alpha = 34.32°$

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

L_{max}=3.51+ 1.4 =4.91

$\frac{L_{max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{max}}{30} \Rightarrow 14.02 \leq e \leq 16.36$, on adopt e =15 cm

-On adopte: e = 15cm

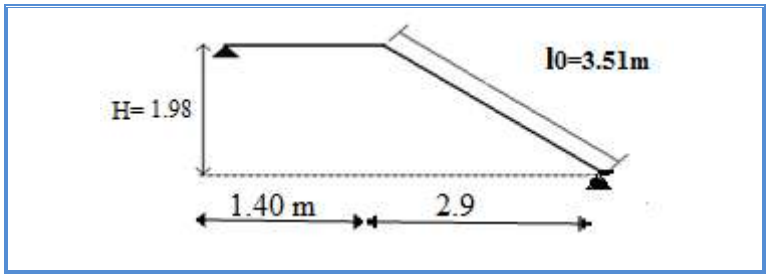


Figure. III.5. Dimension d'escalier.

III.3.4.. Détermination des efforts :

- A l'E.L.U: Pu =1.35 G + 1.5 Q
- A l'E.L.S: Pser = G + Q

a-L'état limite ultime.

Tableau.III.4 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Pu (KN/m^2)	P ser (KN/m^2)
palier	5.490	2.500	11.161	7.99
paillasse	7.97	2.500	14.509	10.47

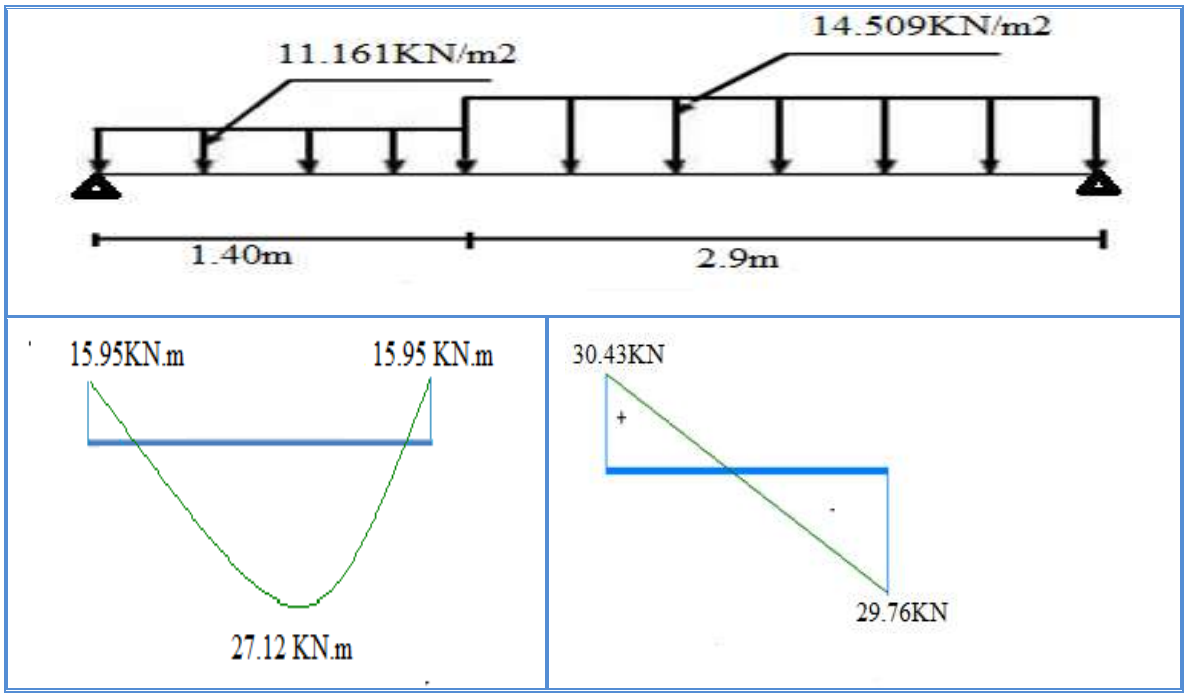


Figure III.6 : Schéma statique des efforts du l'escalier à ELU

b-états limite service

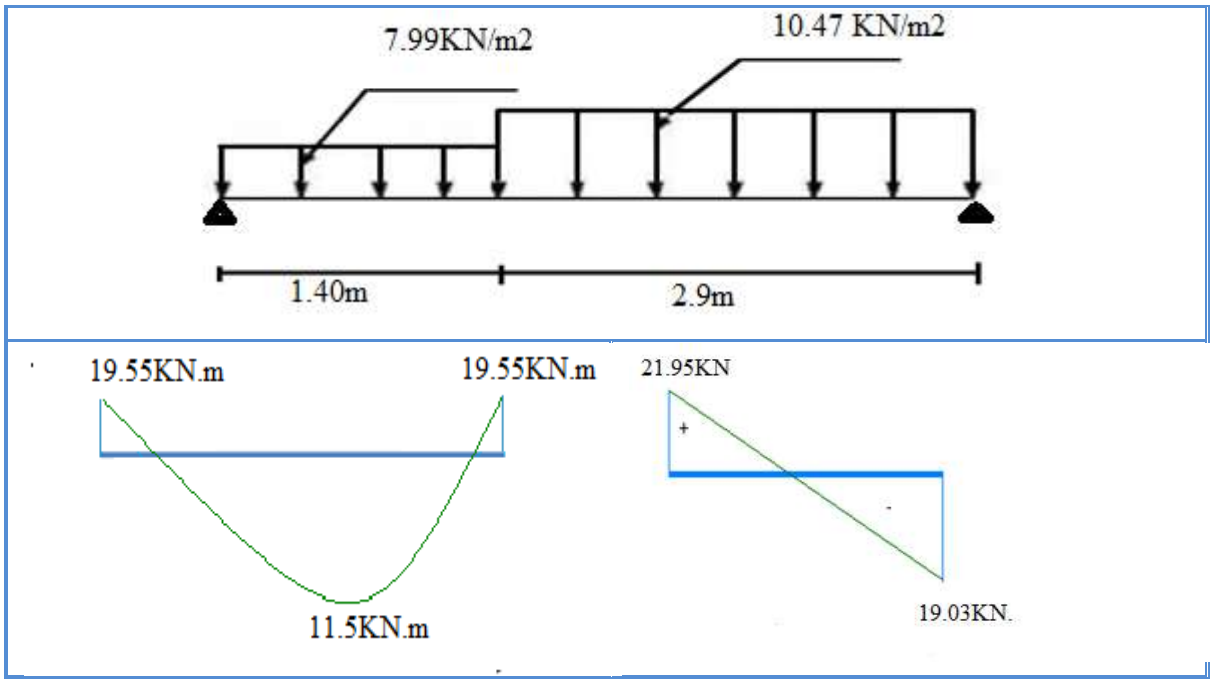


Figure III.7: Schéma statique des efforts du l'escalier à ELS.

Tableau.III.5 Combinaison des charges de l'escalier.

	M_t (KN .m)	M_a (KN .m))	T (KN))
ELU	27.12	15.95	30.43
ELS	19.55	11.5	21.95

III.3.5. ferraillage de l'escalier

Tableau III.6 données de calcul

Béton	f_{c28}= 25Mpa	γ_b =1.5	σ_{bc} =14.2 MPa	c =2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 Mpa	b = 100 cm	h= 15cm	d = 12.5 cm
Acier	FeE400	f_e = 400 Mpa	γ_s=1.15	σ_s= 348 Mpa

Tableau III.7 : calcul des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_t (KN.m)	27.12	15.95
	μ	0.122	0.072
	μl	0.392	0.392
	μ <μl	oui	Oui
	β	0.935	0.963
	A (cm^2)	6.66	4.03
	Le choix	6HA12 = 6.78 cm^2	6HA10 = 4.71 cm^2
	B /1000	1.5	1.5
	A ≥ B /1000	Oui	Oui
ELS	M_{ser} (KN.m)	19.55	11.5
	σ_{badm} (Mpa)	15	15
	y1 (cm)	4.12	3.55
	IG mm^4	$8.3x10^7$	$7.15x10^7$
	K	0.23	0.16
	σ_b (Mpa)	9.47	5.68
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	oui	Oui
	σ_s (Mpa)	289.11	214.8
	σ_{sadm}	348	348
	$\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$	oui	oui

✓ **Les armatures de répartition**

Tableau III.8 : calcul des armatures de répartition.

	A_x (cm^2)	On adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 1.69$	4HA10= 3.14cm^2
aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17$	4HA10= 3.14 cm^2

✓ **condition d'espacement**

Tableau III.9 : calcul de l'espacement

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	S_t = 16.66 ≤min [3h=45cm,33cm]	S_t=25≤min[4h=60cm,45cm]
Aux appuis	S_t = 16.66 ≤min [3h=45cm,33cm]	S_t = 25 ≤min [3h=45cm,33cm]

✓ **Vérification de la flèche:**

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

1. $\frac{h}{L} = \frac{15}{4.55} = 0.032 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{27.12}{20*31.91} = 0.042$ (c.n.v).
2. $\frac{A}{b*d} = 0.0054 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (c.n.v).
3. **Evaluation détaillée de la flèche : (CBA93)**

M_{ser}= 19.55KN · m

Il faut avoir : Δft ≤ fLimite = f

L= 4.55m

$\bar{f}$ = L /500 = 455/500 =0.91 cm

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6.78}{100 \cdot 12.5} = 0.0054$$

ρ = 0.54 % ⇒ β_1 = 0.890 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 259.18 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75X\,2.1}{4X\,0.0054X\,259.18 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.52$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{(2+3)0.0054} = 3.88$$ (déformation instantanée).

$\lambda_v = \frac{2}{5} \frac{1}{\lambda_i} = 0.10$ (déformation longue durée).

Détermination de l'axe neutre

$$y_G = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh_0 + 15A} = 7.81 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bh_0(y - h_0/2)^2 + b_0(\frac{h-h_0}{12})^3 + b(h-h_0)(\frac{h-h_0}{2} + h_0 - y)^2 + 15A(d-y)^2$$

$= 3.08*10^4 \text{ cm}^4$

Détermination moment d'inertie fictive

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \Rightarrow I_{fi} = 1.12x10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} = 3.22x10^4 \text{ cm}^4$$

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i I_{fi}}$; Avec : module de déformation longitudinal instantanée E_i=11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$

$E_i = 32164.195$ Mpa

$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v I_{fv}}$; Avec : module de déformation longitudinal longue durée $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$

$E_v = 10721.4$ Mpa

$$f_i = \frac{19.55 \cdot 10^6 \cdot (4.55 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 32164.195 \cdot 1.12 \cdot 10^8} = 11.23\text{mm.}$$

$$f_v = \frac{19.55 \cdot 10^6 \cdot (4.55 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 10721.4 \cdot 3.22 \cdot 10^8} = 11.72 \text{ mm.}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 11.72 - 11.23 = 0.49$ mm

$\Delta ft = 0.49 \text{ mm} < \bar{f} = 9.10 \text{ mm}$

Tableau III.10 : récapitulation des résultats.

M (KN .m)	A(cm^2)	Y(cm)	ρ_1 (%)	β_1	σ_s(Mpa)	μ	λ_i	λ_v
19.55	6.78	7.81	0.54	0.890	259.18	0.52	3.88	0.10
I(cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	$\Delta f\ (mm)$	f_{adm} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$
$3.08x10^4$	$1.12x10^4$	$3.22x10^4$	4.55	11.23	11.72	0.49	9.10	oui

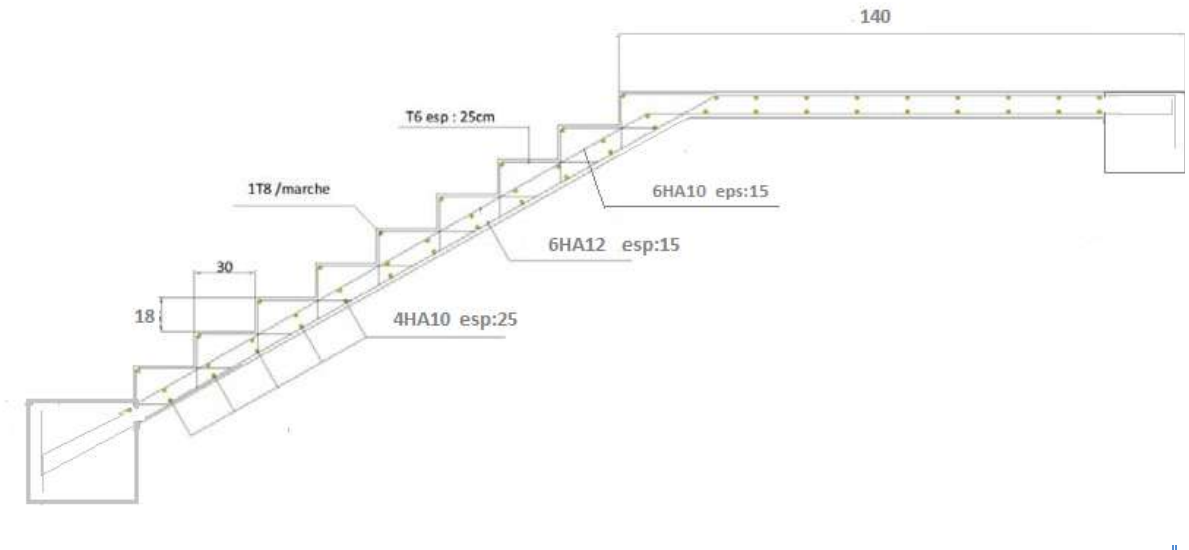


Figure.III.8: ferraillage des escaliers.

III.2.6.Calcul 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 x h)

III.2.6.1.Pré-dimensionnement :

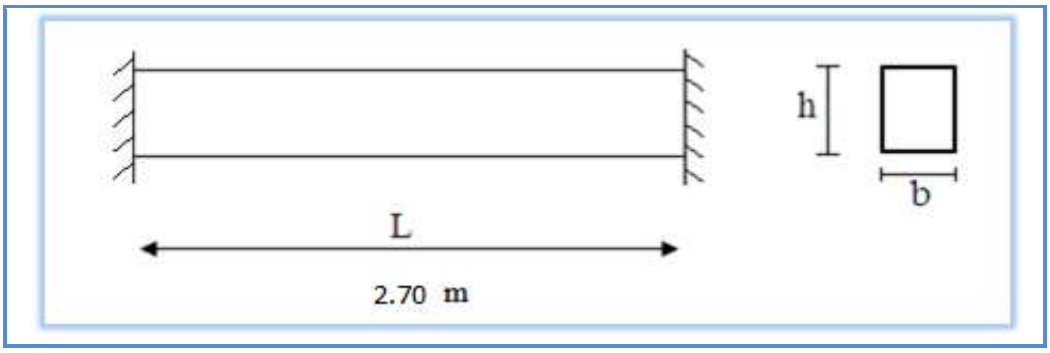


Figure III.9 : Dimension de la poutre palière.

Tableau III.11 pré dimensionnement de la poutre palière.

Poutre palière	
Conditions de résistance	Lmax=2.7m ⇒ 22cm ≤ h ≤27cm on adopte h = 30 cm ⇒ 9cm ≤ b ≤21cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.2
Condition de rigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0.11) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifié)
Conclusion	h = 30cm ; b = 30 cm

III.2.6.2. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : P_P = (0.3x0.3x1) 25=2.25 KN/ml
- Réaction d'escalier : R_u = 27.27 KN , R_{ser} = 19.96 KN
- Poids du demi-mur : Pm= 2.52 * 1.63*1 = 4.10 KN/ml

Pu=1.35 (Pp+ Pm) +Ru ⇒ Pu= 35.84 KN/ml

Ps = Pp + Pm + Rs ⇒ Ps = 26.31 KN/ml

III.2.6.3. Calcul des efforts :

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

la méthode R.D.M. donne :

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$$

$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$$

$$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$$

A l'E.L.U:

$$R_A = R_B = \frac{35.84 \times 2.7}{2} = 48.38\,KN$$

donc: $T^{max} = 48.38KN$

$$M_t = \frac{35.84 \times (2.7)^2}{24} = 10.88KN.m$$

$$M_a = \frac{35.84 \times (2.7)^2}{12} = 21.77\,KNm$$

A l'E.L.S:

$$R_A = R_B = \frac{26.31 \times 2.7}{2} = 35.51\,KN$$

Donc: $T^{max} = 35.51\,KN$

$$M_t = \frac{26.31 \times (2.7)^2}{24} = 7.99KNm$$

$$M_a = \frac{26.31 \times (2.7)^2}{12} = 15.58\,KNm$$

Tableau III.12 : récapitulatif.

	M_t (KN .m)	M_a (KN .m)	T (KN)
ELU	10.88	21.77	48.38
ELS	7.99	15.58	35.51

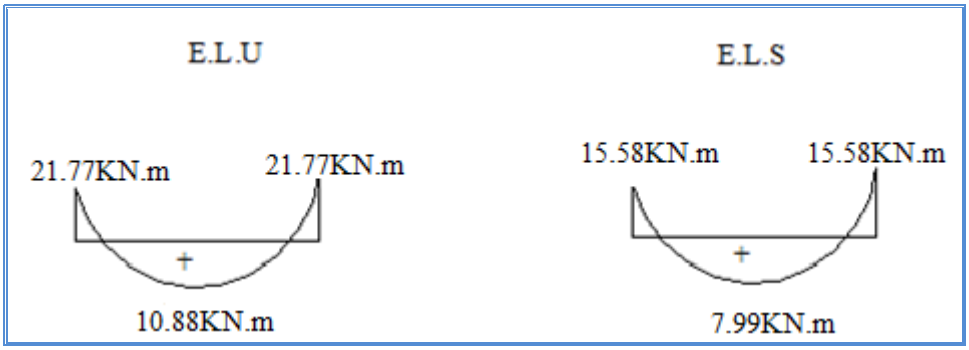


Figure III.10 : Schéma statique des moments de la poutre palière.

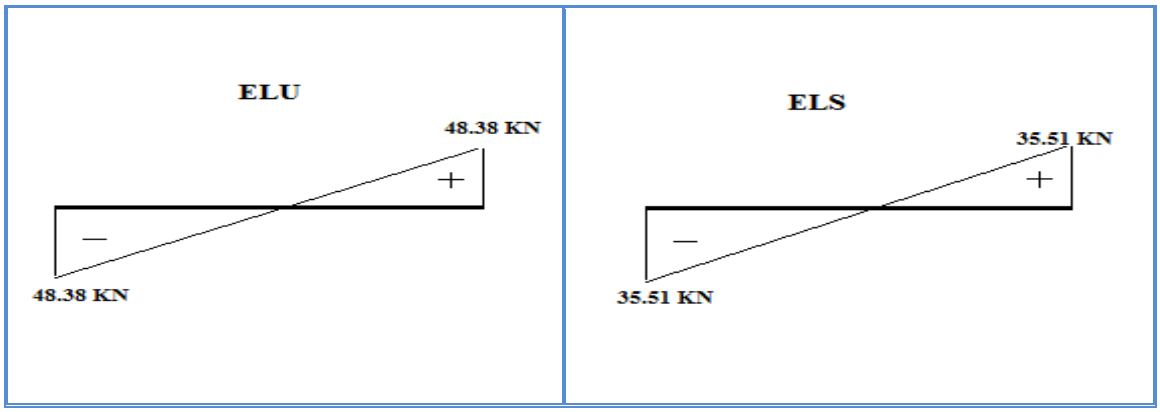


Figure III.11 : Schéma statique des efforts tranchant de la poutre palière.

III.2.6.4. Calcul du ferraillage:

- ✓ **Armatures longitudinales:**

Tableau III.13 : données de calcul.

Béton	f_{c28}= 25MPa	γ_b =1.5	σ_{bc} =14.2 Mpa	c =2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 Mpa	b = 30 cm	h= 30cm	d= 27.5 cm
Acier	FeE400	f_e = 400 Mpa	γ_s=1.15	σ_s=348 MPa

Tableau III.14 : Calcul du ferraillage de la poutre palière.

	M_u (Kn.m)	μ	B	A (cm^2)	le choix	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	vérification
En travée	10.88	0.034	0.983	1.15	3HA12=3.39	0	0.9	Oui
En appuis	21.77	0.068	0.965	2.35	3HA12=3.39	0	0.9	Oui

III.2.6.5. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est préjudiciable, donc il faut vérifier la relation suivante: $\begin{cases} \sigma_b < \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s \end{cases}$

Tableau III.15 : Vérification à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm^2)	3.39	3.39
Mser (Kn.m)	7.99	15.58
Y (cm)	8.10	8.10
I (cm^4)	24452.31	24452.31
k	0.032	0.063
$\bar{\sigma}_b$ (mpa)	15	15
σ_b (mpa)	0.25	0.51
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	oui	Oui
$\bar{\sigma}_s$(mpa)	348	348
σ_s (mpa)	93.12	183.33
$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	Oui	Oui

✓ **Vérification de la flèche:**

1- $\frac{h}{L} = 0.11 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M0} = 0.085$ **(cv)**

2- $\frac{A}{b.d} = \frac{3.39}{30 \times 27.5} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01$ **(cv)**

Etant remplis, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{48.38 \times 10^3}{300 \times 275} = 0.586 MPa$$

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

$\tau_u = 0.586MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\,MPa$ **(c.v)**

✓ **Armatures transversales:**

- **Diamètre des armatures transversales φ_t :**

$$\varphi_t < Min\left[\frac{h}{35} = 0.85\,cm\,;\ \varphi_l = 12\,mm; \frac{b}{10} = 3\,cm\right]$$

$\varphi_t = 8\,mm < 0.85\,cm$

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

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres a_t=0.5 cm² et nt=2

$A_t = a_t$ x n_t=1 cm².

Donc: on adopter: A_t = 2 T 8 = 1 cm².

$A_{min} = 0.003 * S_t * b$

$$S_t \leq \bar{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 7.5\,cm\,; 12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases} \bar{S}_t = 7.5\,cm & (zone\,nodale) \\ \bar{S}_t = 15\,cm & (zone\,courante) \end{cases}$$

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

On a $A_t = 1\ cm^2$.

$$\begin{cases} S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\,cm^2 \\ S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003\times(30)\times(15) = 1.35 cm^2 \end{cases}$$

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

Pour la zone courante $A > A_{min}$, donc on retiendra **A_t= 4T8 = 2.01 cm².**

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

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

Avec : k = 1 (flexion simple)

$$\alpha = 90°$$

Zone nodale: $\frac{2.01\times10^2}{300\times50} = 0.0134 \geq \frac{1.15(0.586 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = -1.4x10^{-2}$ **(cv)**

Zone courante: $\frac{2.01\times10^2}{300\times150} = 0.0044 \geq \frac{1.15(0.586 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = -1.4x10^{-2}$ **(cv)**

2. $$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$$

Zone nodale: $A_t = 2.01 cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times30\times5}{400} = 0.15\,cm^2$

Zone courante: $A_t = 2.01\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times30\times15}{400} = 0.45\,cm^2$

-Donc on adoptera les sections calculées à ELU

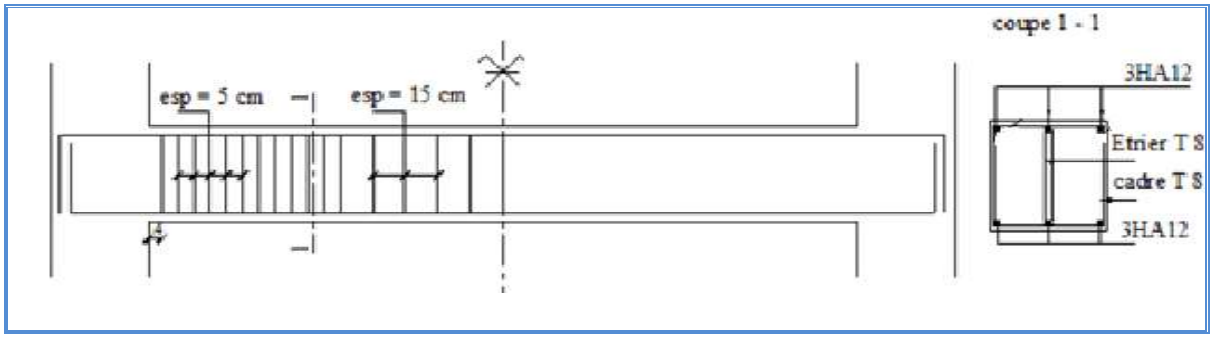


Figure. III.12: Ferraillage de la poutre palière.

III.3. Plancher a corps creux

-Ce type de plancher est très couramment utilise dans les bâtiments d'habitation, il est constitue de:

• Poutrelles préfabriquées en béton arme, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.

• Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.

• Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coule sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour

Les planchers a corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III .3.1. Les poutrelles

-Les poutrelles sont des éléments préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant a chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée.

On a deux types de poutrelles le premier type a sept travées et l'autre deux travées, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Apres coulage.

III.3.1.1. 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 a son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 KN Ou (0.5xL) KN, qui représente le poids d'un ouvrier.

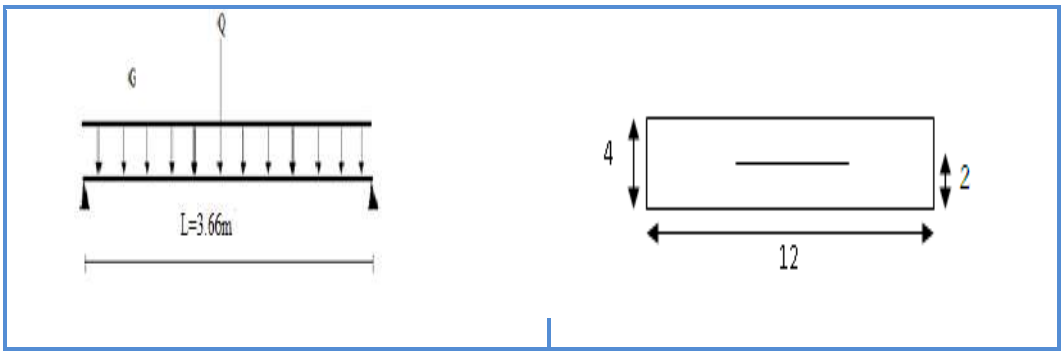


Figure III.13 : schéma statique de la poutrelle.

-Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.16 : Calcul des moments.

Mg(Kn.m)	M_Q(Kn.m)	M_u(Kn.m)
$\frac{G\,L^2}{8} = 1.28$	$\frac{Q\,L}{4} = 1.67$	$1.35M_G+1.5M_Q = 4.23$

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b * b * d^2} = \frac{4.23 * 10^6}{14.2 * 120 * 20^2} = 6.20 > \mu_l = 0.392$$

-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.

Cette valeur de μ=6.2 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans

Cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'ou : instabilité de la poutrelle, il

faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est détermine de façon a éliminer le risque de déformation.

.

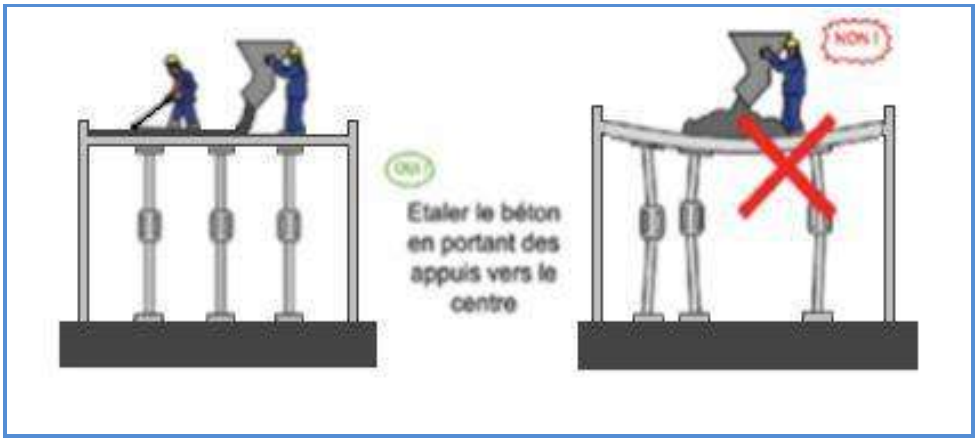


Figure III.14 : Dispositions des étaiements.

Tableau III.17 : les charges de la poutrelle avant coulage.

travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
3.66	Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée] =1.83	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12x0.04x25 = 0.12	0.65x1 = 0.65
		0.77	

❖ **. Calcul des étaiements :**

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

- **Pour un seul étai au milieu :**

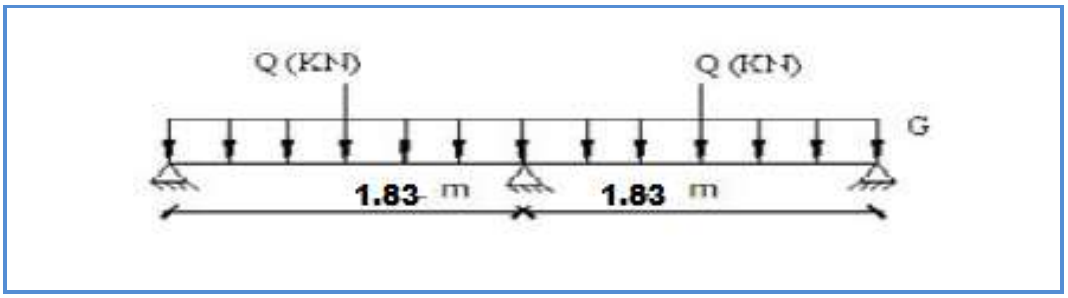


Figure III.15 : Travée avec un seul étai au milieu.

G = 0.77 KN /ml

Q = Max [1 KN ; 500 x1.95] → Q = 1KN.

A L'ELU, on a:

Mu= 1.35 MG+ 1.5 MQ

MG= G·L²/8 = 0.77× (1.83)²/8=0.322 Kn.m

MQ= Q·L/4 = 1 × (1.83)/4=0.457 Kn.m

⇒ Mu = 1.12 Kn.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} => 0.730 > \mu_1 = 0.392 \text{ (CNV)}$$

- **Pour deux étais**

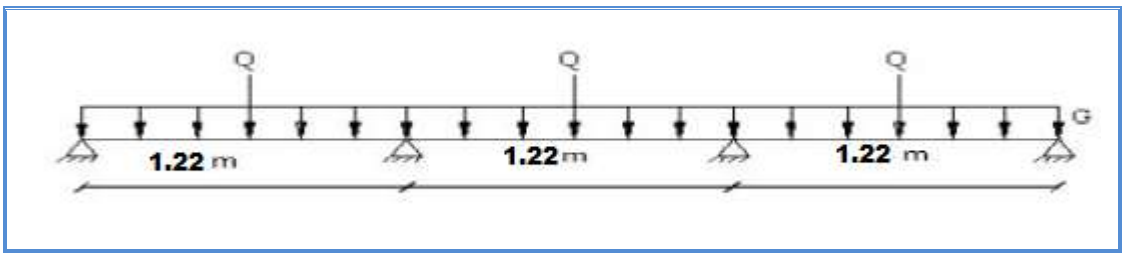


Figure III.16 : Travée avec deux étais.

G = 0.77 KN /ml

Q = 1KN.

A l'ELU, on a:

Mu= 1.35 MG+ 1.5 MQ

MG= G·L²/8 = 0.77× (1.22)²/8=0.143 Kn.m

MQ= Q·L/4 = 1 × (1.22)/4=0.305 Kn.m

⇒ Mu = 0.650 Kn.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} => 0.423 \succ \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{CNV}$$

- **Pour trois étais :**

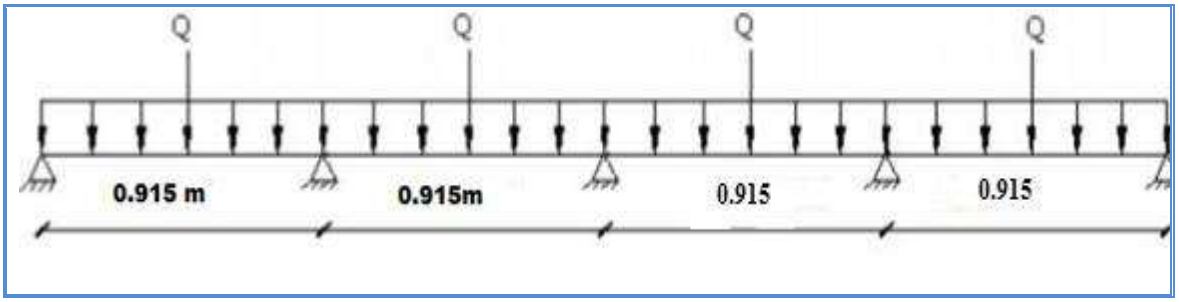


Figure III.17 : Travée avec trois étais.

G = 0.77 KN /ml

Q = 1KN.

A l'ELU, on a:

Mu= 1.35 MG+ 1.5 MQ

MG= G·L²/8 = 0.77× (0.915)²/8=0.080Kn.m.

MQ= Q·L/4 = 1 × (0.915)/4=0.228 Kn.m.

⇒ Mu = 0.45Kn.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} => 0.293 < \mu_1 = 0.392$$

-Alors il faut prévoir trois étais le long de la travée espacé de 0.90 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

G= poids propre de poutrelle + poids de corps creux

G=0.12+ (6x0.2x0.65) =0.9 KN/ml

Q =1x0.65=0.65KN/ml

III.3.1.2. Après coulage :

-Dans cette étape, le calcul des poutrelles se fait après le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.3.1.2. 1.Méthode de calcul

-Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire qui est applicable car les conditions d'applications sont vérifiées.

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000\,N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible

- **Exposé de la méthode :**

On désigne chaque travée par :

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

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2} M_0 \text{ Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.
M_ω : Moment max sur l'appui gauche.
M_e : Moment max sur l'appui droit.
M_a : Moment à l'appui.
M_0 : Moment isostatique = $\frac{PL^2}{8}$ (Kn.m).

Les moments d'encastrement des appuis :

- $M_a \geq 0.6\ M_0$ cas des poutres à deux travées

- $M_a \geq 0.5\ M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées :
- $M_a \geq 0.4\ M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées :

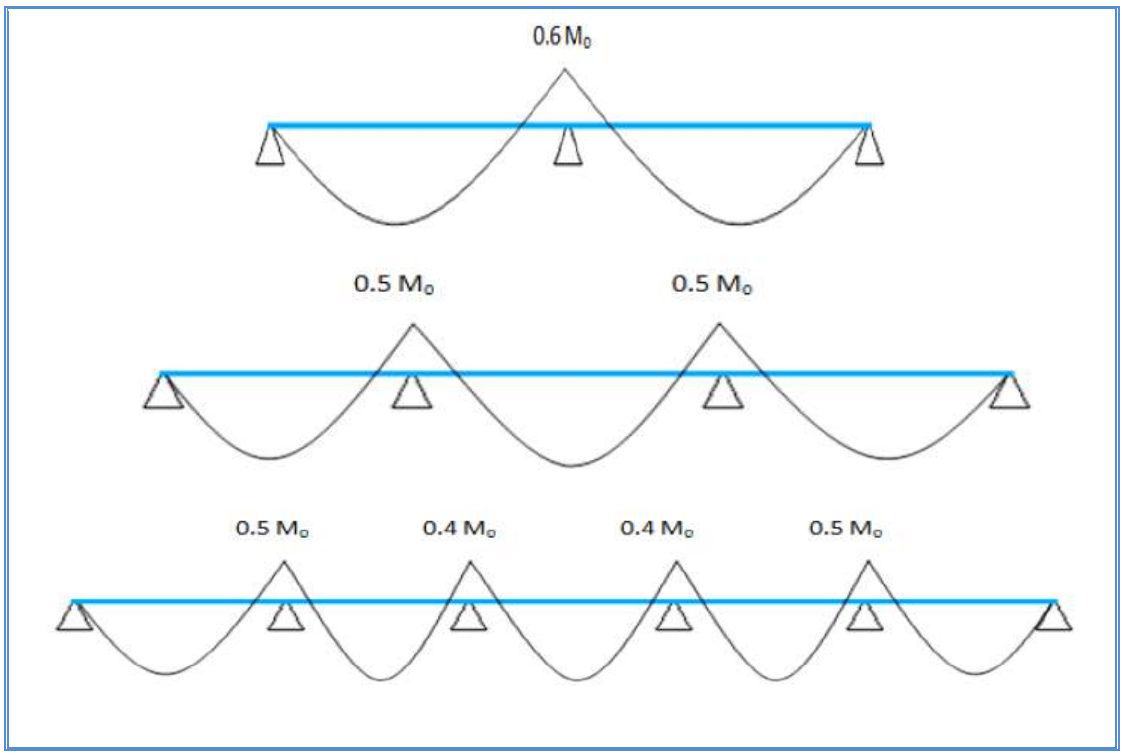


Figure III.18 : Moment en travée et en appuis de la méthode forfaitaire.

L'effort tranchant est égale :

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

- **Remarque :**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

Tableau III.18 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.

Niveau	G (kn/m)	Q (kn/m)	qu (kn/m)	qser (kn/m)
Terrasse	6,66x0.65=4.32	1x0.65=0,65	6,80	4,98
Plancher courant	6.16x 0.65=4	1.5x0. 65=0,975	6,86	4,97
Plancher RDC	6.16x0. 65=4	4x0.65=2,6	9.3	6.6
1er Sous sols	6.16x0.65=4	3.5x0.65=2.27	8.80	6.27

III.3.1.2.2. Evaluation des charges et surcharges :

Pour les étages courants :

On a deux types de système de poutrelles à calculer :

- **1er type poutrelle à quatre travées:**

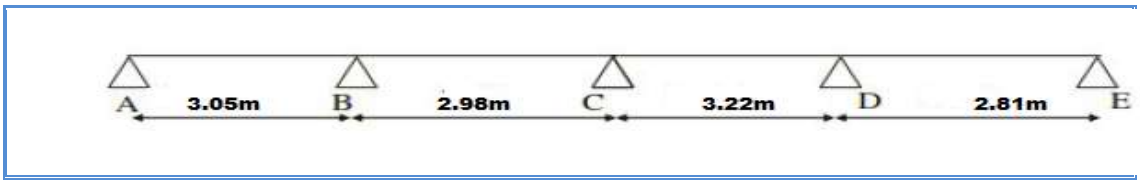


Figure.III.19 : poutrelle à quatre travées.

Vérification des conditions de méthode forfaitaire.

Q=0.65<2xG=2x6.16=12.32 (CV).

$0.8<L_1/L_2=1.02<1.25$ (CV).

$0.8<L_1/L_2=0.92<1.25$ (CV).

$0.8<L_1/L_2=1.14<1.25$ (CV).

La fissuration est peu nuisible (CV).

Donc la méthode forfaitaire est applicable

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.13$$

a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III.19 Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 4 travées à l'ELU.

Travée	M_0 (Kn.m)	M_t (Kn.m)	M_ω (Kn.m)	M_e(Kn.m)	T_ω (Kn)	T_e(Kn)
A-B	7.97	5.18	1.59	3.98	11.65	-9.26
B-C	7.61	4.18	3.80	3.04	10.60	-9.84
C-D	8.89	2.67	3.55	4.44	11.48	-10.59
D-E	6.77	4.40	3.38	1.35	10.65	-9.44

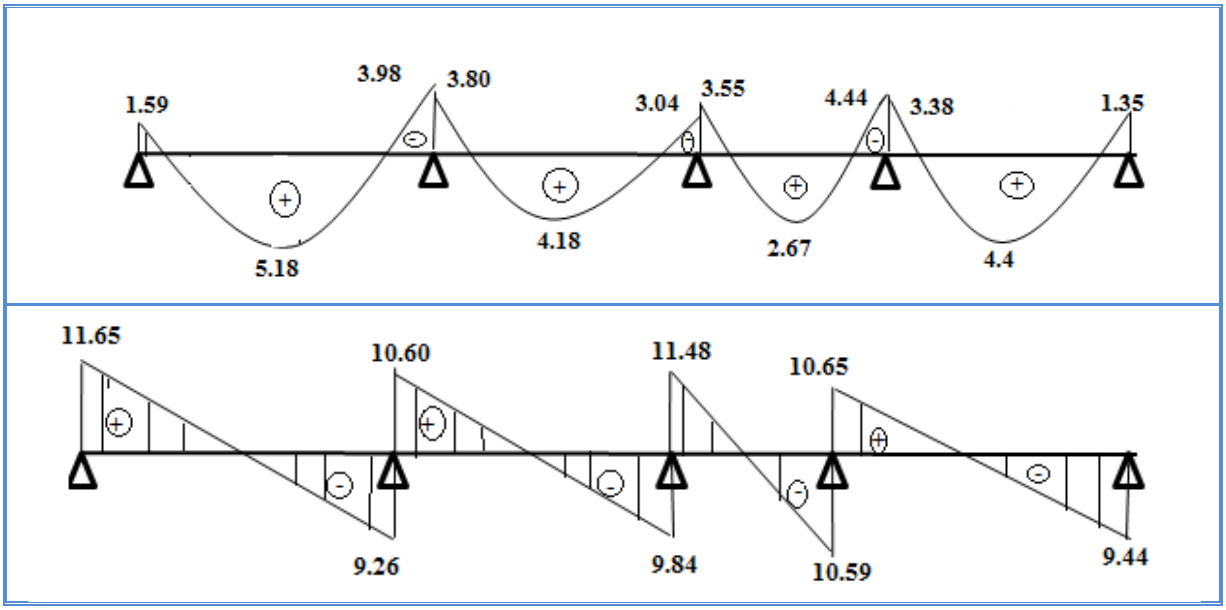


Figure III.20 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU.

Remarque : seules les valeurs maximum en travée et en appuis sont prises en compte.

a) Détermination des moments à l'état limite service :

Tableau III.20 : moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 4 travées à L'ELS.

Travée	M_0 (Kn.m)	M_t (Kn.m)	M_ω (Kn.m)	M_e (Kn.m)	T_ω (Kn)	T_e(Kn)
A-B	5.77	4.28	1.15	2.88	7.01	-8.14
B-C	5.51	4.40	**2.75**	2.20	7.59	-7.39
C-D	6.44	2.57	2.57	3.22	7.78	-8.20
D-E	4.90	4.36	2.45	0.98	7.50	-6.45

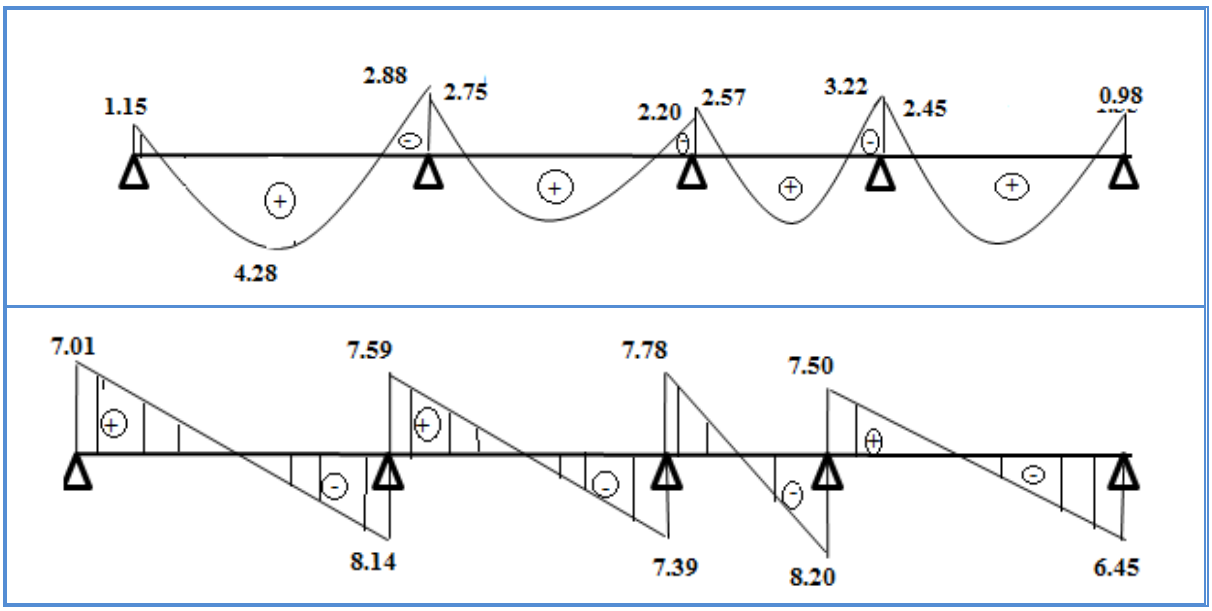


Figure III.21 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS.

➢ **2ème type poutrelle à trois travées**

Vérification des conditions de méthode forfaitaire :

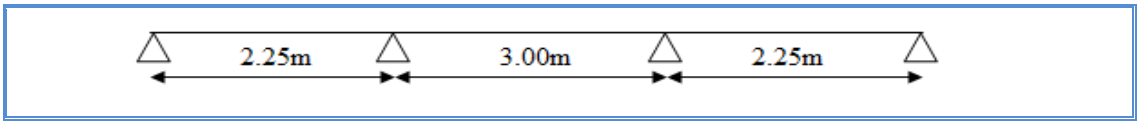


Figure III.22 : Poutrelle à trois travées.

Q=0.65<2xG=2x6.16=12.32 (CV).

0.8<L1/L2=0.75<1.25 (CNV).

La fissuration peu nuisible (CV).

Donc on fait l'appel à la méthode Caquot

- **Exposé de la méthode :**

Méthode de Caquot : (pour les poutres)

-Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

A/ portée fictive: Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0{,}8 \cdot L \text{ pour une travée intermediaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité

-On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$k_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad k_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad \text{et Où} \quad \frac{k_w}{k_e} = \gamma$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{I_w \, l'_e}{I_e \, l'_w}$$

Cas particulier:

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :

Le coefficient de rigidité: $\gamma = \dfrac{l'_e}{l'_w}$

Le moment aux appuis (intermédiaire):

$$M_{app} = \frac{q_u l'^{3}_{w} + q_u \, l'^{3}_{e}}{8{,}5 \ (l'_w + l'_e)}$$

Le moment en travée:

-La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (x **=L/2**) comme moment maximum en travée:

$$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Effort tranchant

$$T_w = \frac{qL}{2} + \left(\frac{M_{w-M_e}}{L}\right)$$

$$T_e = -\frac{qL}{2} + \left(\frac{M_{w-M_e}}{L}\right)$$

- On à deux types de poutrelles à calculer à partir de la méthode Caquot :

- **poutrelle à trois travées**

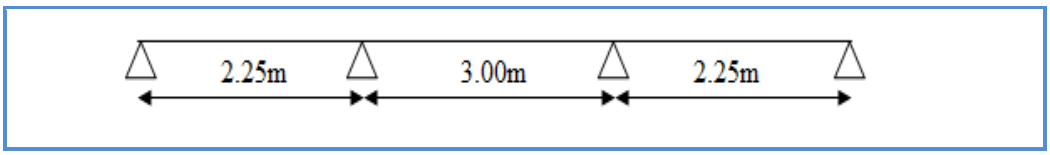


Figure III.23 : Poutrelles à trois travées.

Evaluation des charges :

	G (Kn/m^2)	Q (Kn/m^2)	q_u (Kn/m)	q_{ser} (Kn/m^2)
Plancher étage courants	4	0.975	6.86	4.97

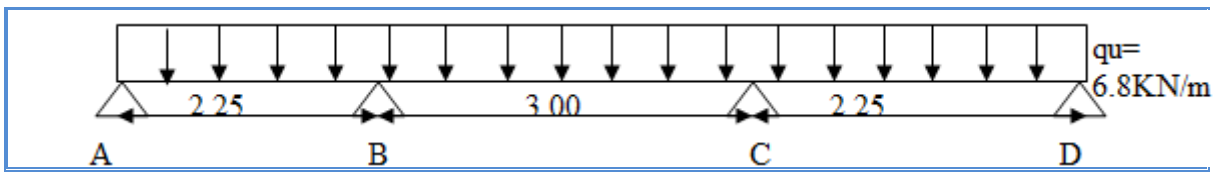


Figure III.24: Type de Poutrelle à LELU.

Avec :

$$(M_o)_{AB} = \frac{q_u \times l^2_{AB}}{8} = 4.34KN.m$$

$$(M_o)_{BC} = \frac{q_u \times l'^2_{BC}}{8} = 4.93KN.m$$

$$(M_o)_{CD} = \frac{q_u \times l^2_{CD}}{8} = 4.34KN.m$$

✓ **Moment en appuis**

M_A=0.2M_0=0.86 KN/m

M_D=0.2M_0=0.86 KN/m

$$M_B = -\frac{q_U\ l_w{}^3 + q_U\ l'_e{}^3}{8{,}5\ (l_w + l'_e)} = 4.38KN.m$$

Tableau III.21 moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 3 travées à L'ELU.

travées	L (m)	q_u (Kn/m)	M_0 (Kn.m)	M_a	M_w (Kn.m)	M_e (Kn.m)	M_t (Kn/m)	T_w (Kn)	T_e (Kn)
AB	2.25	6.86	4.34	0.86	0.86	3.86	1.76	9.27	-6.15
BC	2.4	6.86	4.93	4.38	3.95	3.95	0.56	8.23	-8.23
CD	2.25	6.86	4.34	4.38	3.86	0.86	1.76	6.15	9.27
				0.86					

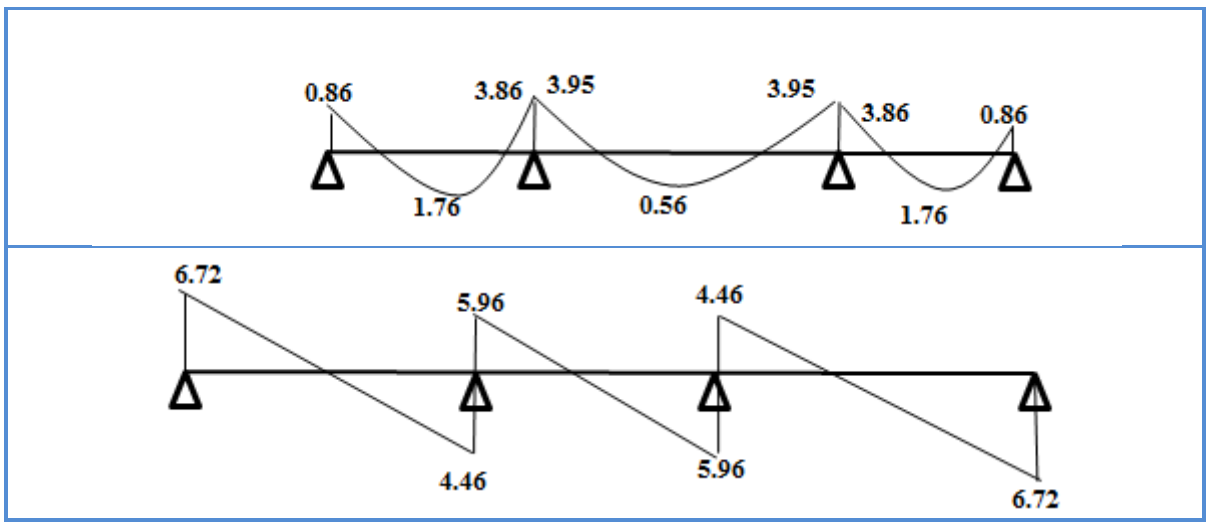


Figure III.25 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU.

Tableau .III.22 : moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 3 travées à L'ELS.

travées	L (m)	q_{ser} (Kn/m)	M_0 (Kn.m)	M_w (Kn.m)	M_e (Kn.m)	M_t (Kn/m)	T_w (Kn)	T_e (Kn)
AB	2.25	4.97	3.14	0.63	3.17	1.24	6.72	-4.46
BC	2.4	4.97	4.93	3.17	3.17	1.76	5.96	-5.96
CD	2.25	4.97	3.14	3.17	0.63	1.24	4.46	-6.72

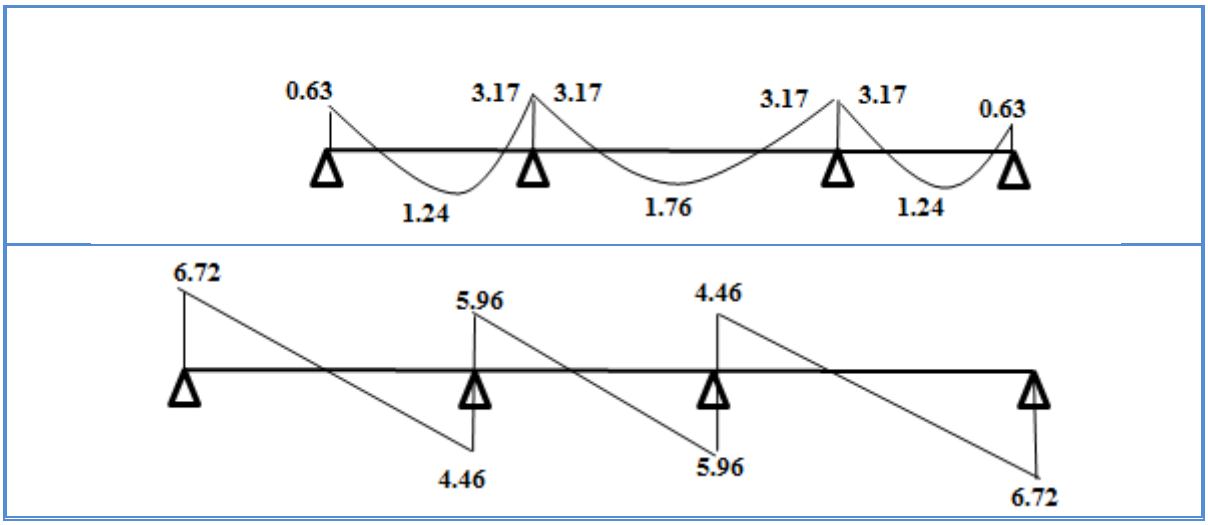


Figure. III.26: Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS.

- **Poutrelle à deux travées**

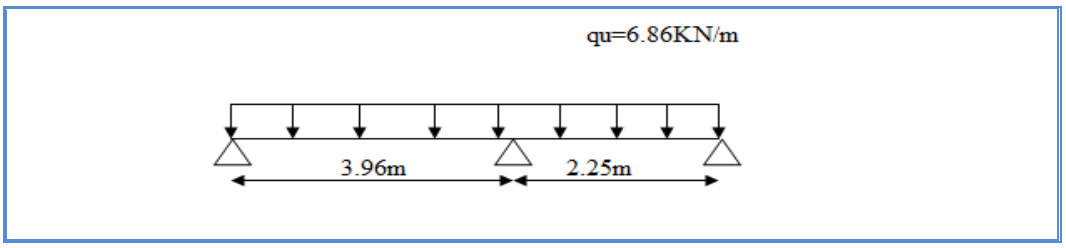


Figure. III.27: Poutrelles à deux travées.

a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau .III.23 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELU.

Travée	M_0 (Kn.m)	M_t (Kn.m)	Ma (Kn.m)	M_ω (Kn.m)	M_e (Kn.m)	T_ω (Kn)	T_e (Kn)
A-B	13.45	7.49	2.69	2.69	9.23	15.31	-11.85
B-C	4.34	-0.01	9.55	7.83	0.87	3.85	-11.57
			4.08				

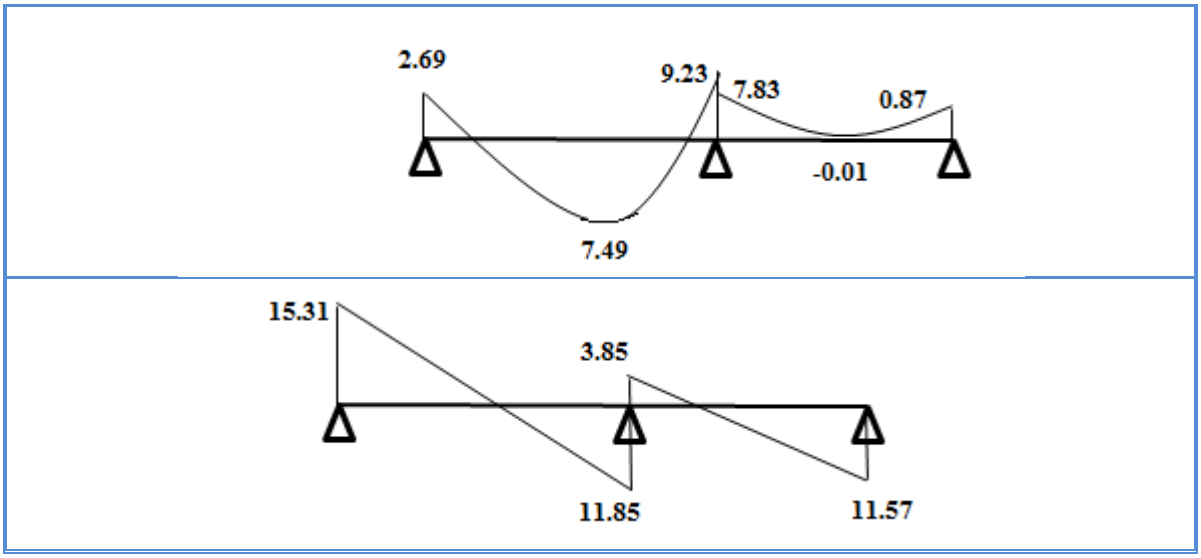


Fig. III.28: Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU.

a)Détermination des moments à l'état limite service :

Tableau .III.24 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELS.

Travée	M_0 (Kn.m)	M_t (Kn.m)	Ma (Kn.m)	M_ω (Kn.m)	M_e (Kn.m)	T_ω (Kn)	T_e (Kn)
A-B	9.74	5.41	1.95	1.95	6.71	8.58	-11.09
B-C	3.14	-0.63	6.92	5.77	0.63	8.38	-2.79
			0.62				

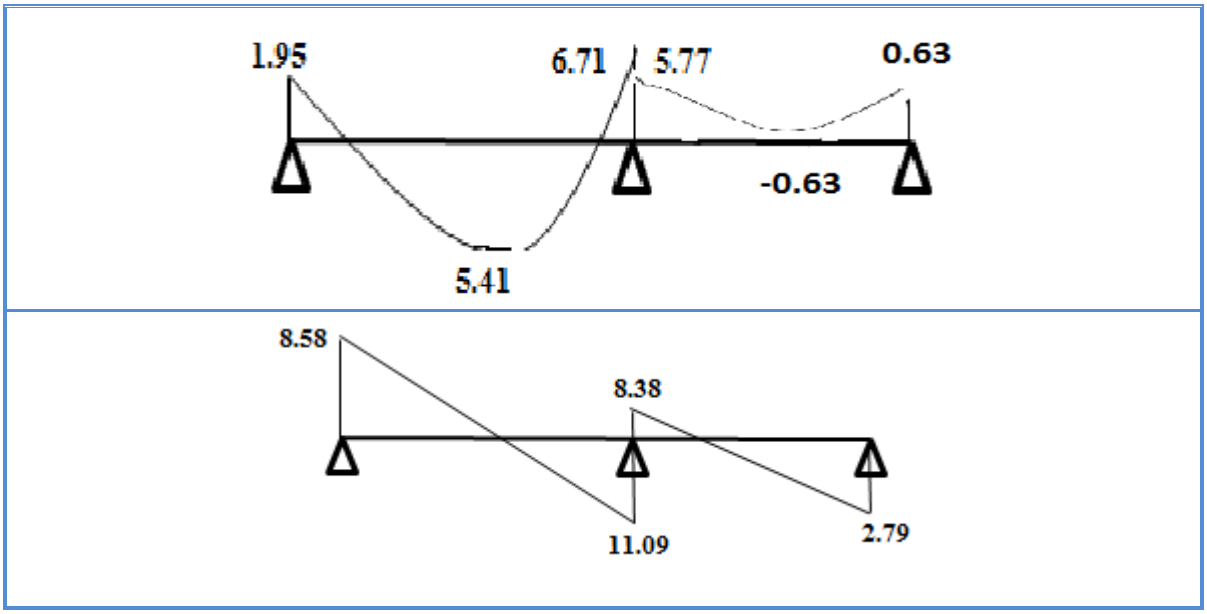


Figure. III.29: Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS.

Tableau .III.25: Récapitulation des efforts internes Etages courants .

	ELU (Kn.m)			ELS (Kn.m)	
	M_a u	M_t u	T_u	M_a ser	M_t ser
Sollicitaions	9.55	7.49	15.31	6.92	5.30

✓ **Pour le RDC :**

a) Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau .III.26 : moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 4 travées à l'ELU.

Travée	M_0 (Kn.m)	M_t (Kn.m)	M_ω (Kn.m)	M_e(Kn.m)	T_ω (Kn)	T_e(Kn)
A-B	10.81	7.03	2.16	5.40	15.24	-13.12
B-C	10.32	5.67	5.16	4.13	13.51	-14.2
C-D	12.05	6.63	4.82	6.02	15.34	-14.60
D-E	9.18	5.96	4.60	1.84	12.08	-14.04

a) Détermination des moments à l'état limite service :

Tableau .III.27: Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 4 travées à L'ELS.

Travée	M_0 (Kn.m)	M_t (Kn.m)	M_ω (Kn.m)	Me(Kn.m)	T_ω (Kn)	Te(Kn)
A-B	7.67	3.07	1.53	3.83	10.81	-9.31
B-C	7.32	4.01	3.68	2.93	9.58	-10.08
C-D	8.55	4.69	3.45	4.27	10.88	-10.37
D-E	6.51	4.23	3.25	1.30	8.57	-9.96

➢ **$2^{ème}$ type poutrelle à trois travées**

a) Détermination des moments à l'état limite ultime

Tableau .III.28 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 3 travées à L'ELU.

travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (Kn.m)	M_w (Kn.m)	M_e (Kn.m)	M_t (Kn/m)	T_w (Kn)	T_e (Kn)
AB	2.25	9.3	5.88	1.17	5.93	2.33	12.57	-8.34
BC	2.4	9.3	6.69	5.93	5.93	0.76	11.16	-11.16
CD	2.25	9.3	5.88	5.93	1.17	2.33	8.34	-12.57

b) Détermination des moments à l'état limite service

Tableau .III.29: Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 3 travées à L'ELS

travées	L (m)	q_u (Kn/m)	M_0 (Kn.m)	M_W (Kn.m)	M_e (Kn.m)	M_t (Kn/m)	T_w (Kn)	T_e (Kn)
AB	2.25	6.6	4.17	0.83	4.21	1.65	8.92	-5.92
BC	2.4	6.6	4.75	4.21	4.21	0.54	7.92	7.92
CD	2.25	6.6	4.17	4.21	0.83	1.65	5.92	-8.92

➢ **3ème type poutrelle à deux travées**

➢ **Détermination des moments à l'état limite ultime :**

Tableau .III.30 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELU.

Travée	M_0 (Kn.m)	M_t (Kn.m)	Ma (Kn.m)	M_ω (Kn.m)	M_e (Kn.m)	T_w (Kn)	T_e (Kn)
A-B	18.22	10.35	3.64	3.64	12.10	16.06	-20.76
B-C	5.88	1.12	12.94	8.35	1.17	15.69	-7.49
			1.17				

a) Détermination des moments à l'état limite service :

Tableau .III.31: Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 02 travées à l'ELS.

Travée	M_0 (Kn.m)	M_t (Kn.m)	Ma (Kn.m)	M_ω (Kn.m)	M_e (Kn.m)	T_w (Kn)	T_e (Kn)
A-B	12.93	7.18	2.58	2.58	8.92	11.40	-14.73
B-C	4.17	-0.13	9.18	7.77	0.83	11.13	-3.71
			0.83				

Tableau .III.32 : Récapitulation des efforts internes RDC.

	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)	
	M_a u	M_t u	T_u	M_a ser	Mt ser
sollicitaions	12.94	10.35	20.76	9.18	7.18

III.3.1.2.3.Ferraillage des poutrelles

Le ferraillage se fait pour le **2eme type** des poutrelles**, (étages courants)** c'est le cas le plus défavorable
la fissuration est peu nuisible la situation est durab

- b = 65 cm
- b0 = 12 cm
- h = 20 cm
- h0 = 4 cm
- d = 18 cm
- σb= 14,2 Mpa
- σs= 348 Mpa

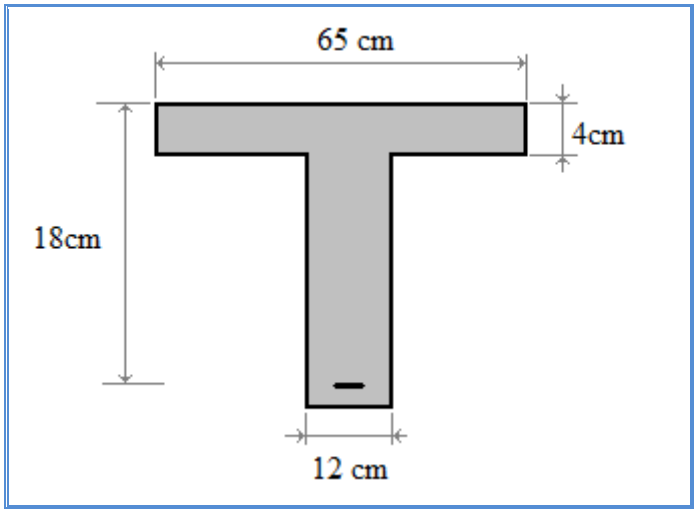


Figure .III.30: Dimensionnement de la poutrelle.

Tableau .III.33 : calcul des armatures.

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	M_u	7.49 KN.m	9.55 KN.m
	M_0 (KN.m)	$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ = 59.07kN.m, $M_0 > M_t$ $\Rightarrow$ L'axe neutre appartient à la table (section rectangulaire)	
		$M_0 > M_t \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire (b x h)= (65 x 20) $\Rightarrow$ calcule en flexion simple	La table étant entièrement tendu, le calcule se fera pour une section rectangulaire (b x h)=(12 x 20) ⇨calcul en flexion simple
	µ	0.136	0.172
	µl	0.392	0.392
	µ <µl	Oui	oui
	β	0.927	0.905
	A	1.28 cm^2	2.52cm^2
	Le choix	3HA10 = 2.36 cm^2	1HA10+1HA12 = 2.67cm^2
	B /1000	1.30	0.24
	A ≥ B /1000	oui	oui
ELS	M_{ser}	5.41 KN.m	6.92
	$\sigma_{badm} = 0.6*f_{c\,28}$	15 Mpa	
	$y_1 = by^2/2+15Ay-15Ad$	3.26 cm	7.95 cm
	$I_G = by^3/3+15A(d-y)^2$	5867.31	5827.73
	$K = M_{ser}/I_G$	0.0922	0.1187
	$\sigma_b = K*y_1$	3.005 Mpa	9.44 Mpa
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui	Oui

- **Conclusion :** les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

Après avoir fait le calcul nécessaire en flexion simple les résultats sont :

Tableau .III.34 : récapitulation.

Section d'armatures	En travée	En appuis
	2HA10	1HA10+1HA12

Armatures transversales :

- **Espacement S_t:**

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

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t : RPA99Version2003 Art [7.5.2.2]**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71;12;12\}\ (mm)$$

-On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 19.63\ mm^2$

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres

a_t=0.20 cm² et n_t =2 => $A_t=a_t n_t$=0.40 cm².

Tableau .III.35 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement.

A transversals	Escapement (cm)
2ϕ5	15

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$ = 15.31 Kn (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{15.31\times10^3}{120\times180} = 0.85\ \text{Mpa}\ ;$$

La fissuration est peu nuisible : $\Rightarrow \overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};5\text{MPa}\right] = 3.33\ \text{Mpa}$

Donc : τ_u =0.804 Mpa < 3.33 Mpa **(cv)**

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

On doit vérifier les deux relations suivantes:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{Mpa} \quad \Rightarrow \quad \frac{40 \times 400}{120 \times 150} = 0.88\ \text{Mpa} \geq 0.4\ \text{Mpa} \qquad \textbf{(cv)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right)$$

$$==> \frac{0.40 \cdot 10^2}{120 \cdot 150} = 0.002 > 1.15 \left(\frac{0.85 - 0.3 \cdot 1 \cdot 2.1}{0.9 \cdot 400[0+1]} \right) = 6.11 \cdot 10^{-4} \qquad \textbf{(cv)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible.

α=90° Pour les armatures transversales.

- **Vérifications préliminaires de la flèche :**

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

Tableau .III.36 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1er condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/ (15 Mo)	ρ ≤ 3.6/fe
h/ L = 20 / 396 = 0.05 Mt/ (15 Mo)= 7.33/(15x13.45)=0.036	ρ =A/(bo*d)=1.57 /(12*18)=0.007 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Oui	Oui

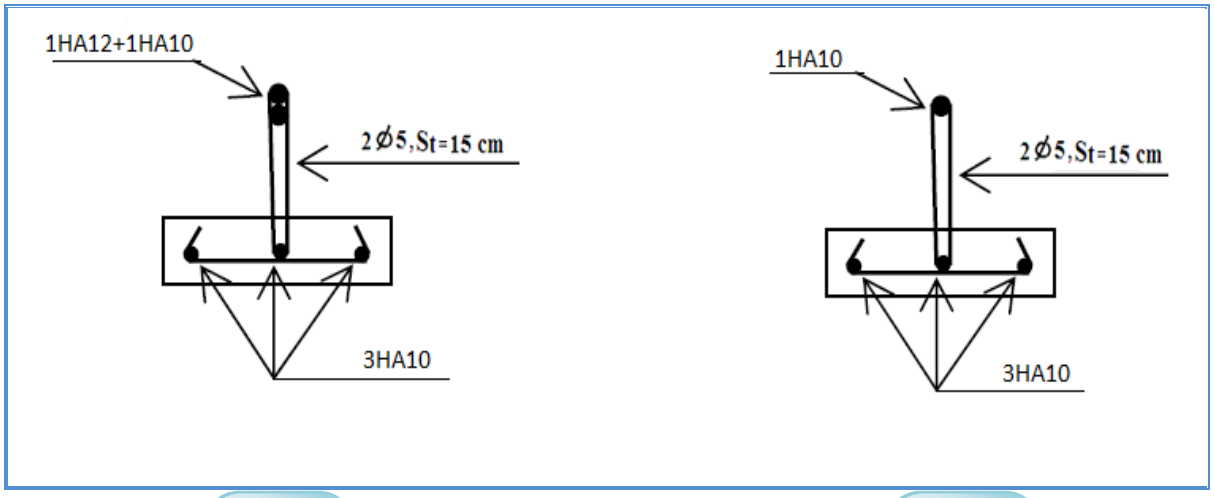


Figure III.31:Ferraillage des poutrelles.

-Le ferraillage se fait pour le **2eme type** des poutrelles,**(RDC)** c'est le cas le plus défavorable.

Tableau III.37 : Calcul des armatures.

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	M_u	10.35 KN.m	12.94KN
	M_0 (KN.m)	$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$ = 59.07kn.m, $M_0 > M_t$ ⇒ L'axe neutre appartient à la table (section rectangulaire)	
		$M_0 > M_t$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b x h)= (65 x 20) ⇒ calcule en flexion simple	La table étant entièrement tendu, le calcule se fera pour une section rectangulaire (b x h)= (12 x 20) ⇒ calcule en flexion simple
	μ	0.187	0.234
	μl	0.392	0.392
	μ <μl	Oui	Oui
	β	0.901	0.865
	A	1.83 cm^2	2.38 cm^2
	Le choix	3HA110 = 2.36 cm^2	1HA14+1HA12 =2.67 cm^2
	B /1000	1.30	0.24
	A ≥ B /1000	Oui	Oui
ELS	M_{ser}	7.05 KN.m	9.18 KN.m
	$\sigma_{badm} = 0.6 f_{c\,28}$	15 Mpa	15 Mpa
	$y_1 = by^2/2+15Ay-15Ad$	3.84 cm	8.11 cm
	$I_G = b/y^3/3+15A(d-y)^2$	$8.02*10^7$ mm^4	$6.05*10^7$ mm^4
	$K = M_{ser}/I_G$	0.087 mm	0.15 mm
	$\sigma_b = K*y_1$	3.34 Mpa	12.16 Mpa
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui	Oui

-Conclusion : les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

-Après avoir fait le calcul nécessaire en flexion simple les résultats sont :

Tableau III.38 :récapitulation.

Section d'armatures	En travée	En appuis
	2HA12	1HA14+1HA12

- **Espacement S_t:**

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

Donc: S_t=15 cm

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t : RPA99Version2003 Art [7.5.2.2]**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71;12;12\}(mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 19.63 mm²

a_t : Section d'une barre; n_t: nombre des barres.

a_t = 0.20 cm² et n_t = 2 => $A_t = a_t n_t$ = 0.40 cm².

Tableau III.39 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement.

A transversals	Escapement (cm)
2ϕ5	15

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$ = 20.56kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{20.76x10^3}{120\times180} = 0.961\ \text{Mpa}\ ;$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u =0.961 Mpa <3.33 Mpa (cv)

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

On doit vérifier les deux relations suivantes:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{Mpa} \quad \Rightarrow \quad \frac{40 \times 400}{120 \times 150} = 0.88\ \text{Mpa} \geq 0.4\ \text{Mpa} \qquad \textbf{(cv)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right)$$

$$\Longrightarrow \frac{0.40 \cdot 10^2}{120 \cdot 150} = 0.002 > 1.15\left(\frac{0.59 - 0.3 \cdot 1 \cdot 2.1}{0.9 \cdot 400[0+1]} \right) = \ -1.27 \cdot 10^{-4} \qquad \textbf{(cv)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

- **Vérifications préliminaires de la flèche :**

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

Tableau III.40 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	ρ≤ 3.6/fe
h/ L = 20 / 396 = 0.050 Mt/(15 Mo)= 10.35/(15*18.22)=0.037	ρ =A_t / (b_0*d)=2.26 /(12*18)=0.012 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Oui	Non

Donc le calcul de la flèche est nécessaire

- **Evaluation détaillée de la flèche : (CBA93 Annexe D)**

M_{ser}= 7.05 KN·m

Il faut avoir : Δft ≤ fLimite = f

L= 3.96m

$\bar{f}$ = L /500 = 396/500 =0.79 cm

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{12 \cdot 18} = 0.0104$$

$\rho = 1.046\ \% \Rightarrow \beta_1 = 0.858$ (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 201.98 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0104 \cdot 201.98 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.650$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0104} = 3.953$$ (déformation instantanée)

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.581$ (déformation longue durée)

- **Détermination de l'axe neutre**

$$y_G = \frac{\frac{b h_0^2}{2} + 15Ad}{b h_0 + 15A} = 10.20$$

- **Moment d'inertie de la section totale**

$$I = \frac{b h_0^3}{12} + b h_0 (y - h_0/2)^2 + b_0 \left(\frac{h - h_0}{12}\right)^3 + b(h - h_0)\left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 - y\right)^2 + 15A(d - y)^2 = 6.62 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

- **Détermination moment d'inertie fictive**

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 2.4 * 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 3.59 * 10^4 \text{ cm}^4$$

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}}$; Avec : module de déformation longitudinal instantanée $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}}$; Avec : module de déformation longitudinal logue durée $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$

$E_i = 32164.19$ Mpa

$E_v = 10818.86$ Mpa

$$f_i = \frac{7.05 \cdot 10^6 \cdot (3.96 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 32164.19 \cdot 2.4 \cdot 10^8} = 1.43 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{7.05 \cdot 10^6 \cdot (3.96 \cdot 10^3)^2}{10 \cdot 10818.86 \cdot 3.59 \cdot 10^8} = 2.84 \text{mm}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 2.84 - 1.43 = 1.41$ mm

$\Delta ft = 1.41$ mm $< \bar{f} = 7.9$ mm

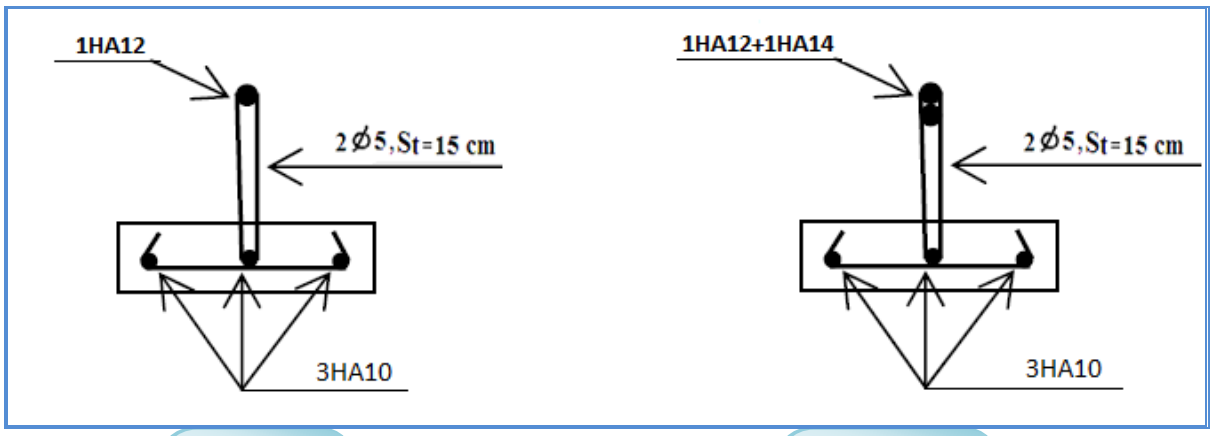


Figure III.32 : Ferraillage des poutrelles.

III.3.2. Ferraillage de la table de compression

-Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

-D'après **l'article [B.6.8.4.2.3]**; **le règlement CBA 93** exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.

- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**20×20**) **cm²**

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$A_t \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

fe : nuance de l'acier FeE520 (fe =520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m.

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

$A_{//} > A_t/2$

Donc: $A_t = \frac{4L}{f_e} = 0.5\ cm^2/ml$

$S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

Alors: $A_t = 5\phi5 = 0.98\ cm^2/ml$

- ***Armatures de répartitions :***

$A_{//} = \frac{At}{2} = 0.49\ cm^2$, soit : $5\phi5 = 0.98\ cm^2/ml \Rightarrow S_t = 20\ cm$

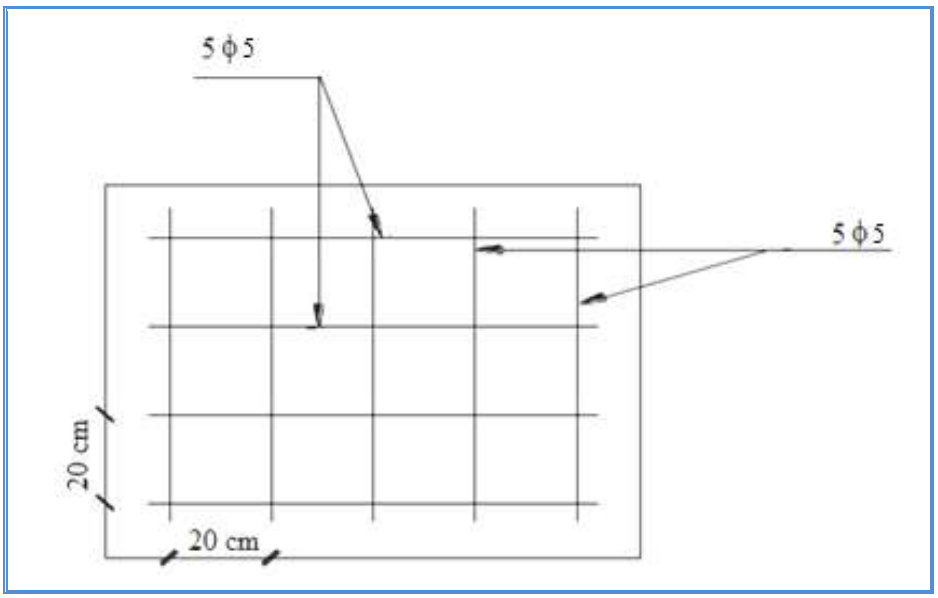


Figure III.33 : Disposition des armatures de la table de compression.

III.4. Calcul des dalles pleines :

III.4.1. Définition :

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

-On a deux types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière (triangle et trappez).

III.4.2. Méthode de calcul :

-On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

-Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

-On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.

- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.

- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.4.2.1. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

$T_{ext} = P.\ f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de la surface.

b) Travail interne :

-Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

T_{int}= M. L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

III.4.2.2 Expose de la méthode

-On suppose que la dalle est semi encastrée au niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes). C'est-à-dire:

Max=May=0.5M.

Mtx=Mty=M

III.4.3. Position des lignes de rupture:

- **Dalle triangulaire :**

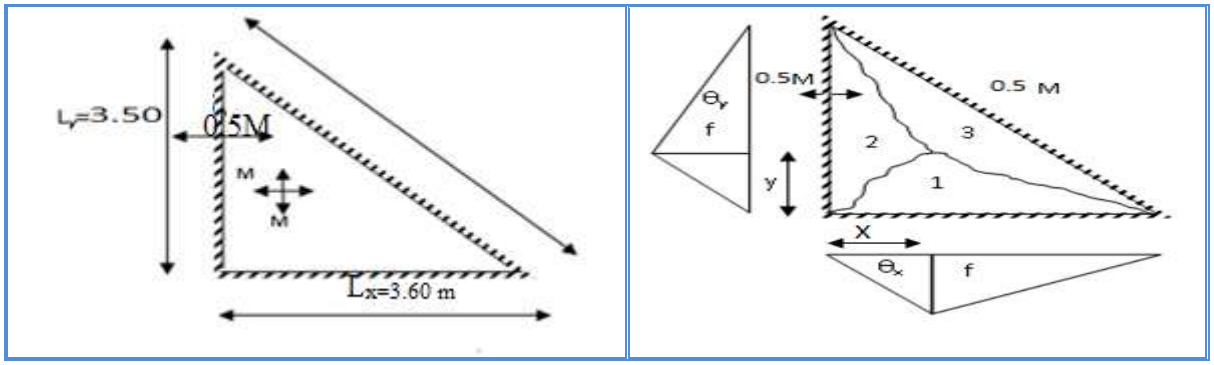


Figure III.34 : la rupture de la dalle triangulaire.

a.Travail externe:

$T_{ext}(1) = P \cdot S_1 \cdot \frac{f}{3} = P \cdot \frac{L_x}{2} \cdot y \cdot \frac{f}{3}$

$T_{ext}(1) = P \cdot S_2 \cdot \frac{f}{3} = P \cdot \frac{L_x}{2} \cdot y \cdot \frac{f}{3}$

$T_{ext}(3) = P \cdot S_3 \cdot \frac{f}{3} =$

$$\sum T_{ext} = P \cdot (S_1 + S_2 + S_3) \cdot \frac{f}{3} = \frac{P \cdot f}{3}\left[\frac{L_x L_y}{2}\right]$$

b. Travail interne :

$$T_{int}(1) = \frac{M \cdot f}{y} \cdot L_X + \frac{0.5 \cdot M \cdot f}{y} \cdot L_X$$

$$T_{int}(2) = \frac{M \cdot f}{y} \cdot L_Y + \frac{0.5 \cdot M \cdot f}{y} \cdot L_Y$$

$$T_{int}(3) = M \cdot L_y \frac{f}{L_X - y} + M \cdot L_Y \frac{f}{L_Y - y} + 0.5 \cdot M \cdot L_y \frac{f}{L_X - y} + 0.5 \cdot M \cdot L_Y \frac{f}{L_Y - y}$$

$$T_{int}(3) = 1.5 \cdot M \cdot f\left(\frac{L_y}{L_X - y} + \frac{L_X}{L_Y - y}\right)$$

D'où :

$$\sum T_{int} = 1.5 \cdot M \cdot f \cdot \left(\frac{L_Y}{y} + \frac{L_X}{y} + \frac{L_Y}{L_X - y} + \frac{L_X}{L_Y - y}\right)$$

Par l'application de principe du travail virtuel : **∑Tint= ∑Text**

$\sum T_{ext} = \sum T_{int}$; Où : $L_x = 3.6$ m $L_y = 3.5$ m

On obtient: $Pu = 1.5 \left[\frac{L_x}{y} + \frac{L_y}{y} + \frac{Ly}{L_x - y} + \frac{Lx}{L_y - y} \right] \times \frac{M}{2.1}$

$Pu = f(y)\, dy$ $\frac{dP}{dy} = 0$

Après le calcul on trouve : Y = 1.19 m

Mt = 0.57 P (Kn.m) et **Ma=0.5Mt**

III.4.4. Calcul des actions :

-Les résultats de calcul sont :

Tableau.III.41: Les actions sur la dalle.

	G (Kn.m)	Q (Kn.m)	P_U (Kn.m)
ELU	7.11	4	15.59
ELS			11.11

Tableau III.42 : calcul des armatures.

Niveau	M (Kn/m)	u	B	u<ul	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisis (cm^2)
traves	8.88	0.040	0.980	SSAC	2.06	1.5	4HA10=3.14
appui	4.44	0.020	0.990	SSAC	1.03	1.5	4HA10=3.14

III.4. 5. Vérification à l'ELS :

- **Détermination de la valeur de(y) :**

$\frac{b}{2}$ Y^2+ n A's (d – c') –n As (d – y) = 0 avec n = 15

- **Moment d'inertie :**

I= $\frac{b\,y^3}{3}$ + n A's (d – c') 2+ n As (d- y) 2

Tableau III.43 : Vérification à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm²)	3.14	3.14
Mser (Kn.m)	11.11	5.55
Y (cm)	2.99	2.99
I (cm^4)	4705.24	4705.24
K	0.23	0.12
$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	15	15
σ_b (Mpa)	6.87	3.58
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Oui	Oui
$\bar{\sigma}_s$(Mpa)	348	348
σ_s (Mpa)	328.09	164.04
$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	Oui	oui

Donc on adoptera les sections calculées à ELU.

III.4.6. Condition d'espacement :

St = 100/4=25cm $\leq S_{t\,adm}$=min (3h=45cm; 33cm) =33cm

- ✓ **Les armatures de répartition :**

Tableau III.44 : Les armatures de répartition.

	A_x (cm^2)	On adopte
En travée	$\frac{A}{4}=\frac{3.14}{4}=0.78$	4HA10= $3.14cm^2$
aux appuis	$\frac{A}{4}=\frac{3.14}{4}=0.78$	4HA10= 3.14 cm^2

- ✓ **L'espacement des armatures de répartition**

Tableau III.45: L'espacement des armatures de répartition.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	S_t = 25 ≤min [3h=45cm,33cm]	S_t=25≤min[4h=60cm,45cm]
Aux appuis	S_t = 25 ≤min [3h=45cm,33cm]	S_t = 25 ≤min [3h=45cm,33cm]

III.4.7.Vérifications préliminaires de la flèche :

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

$$M_0 = \frac{pl^2{}_x}{8} = \frac{15.59*3.60^2}{8} = 25.26 \text{ KN .m}$$

1. $\frac{h}{L_x} = \frac{15}{3.60} = 0.041 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{8.88}{20*25.59} = 0.017$ **(cv)**
2. $\frac{A}{b*d} = 0.0025 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ **(cv).**

III.4.8. Vérification au cisaillement :

Tableau III.46 : Vérification au cisaillement.

	Suivant X	Suivant Y
V (Kn)	$\frac{Pl_x l_y}{2l_y + l_x} = 18.53$	$\frac{Pl_x l_y}{3l_y} = 18.70$
τ_u (Mpa)	$\frac{V}{b*d_x} = 0.074$	$\frac{V}{b*d_y} = 0.071$
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	$\frac{0.07}{\gamma_b} * f_{c28} = 1.16$	
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Oui	Oui

❖ **balcon :**

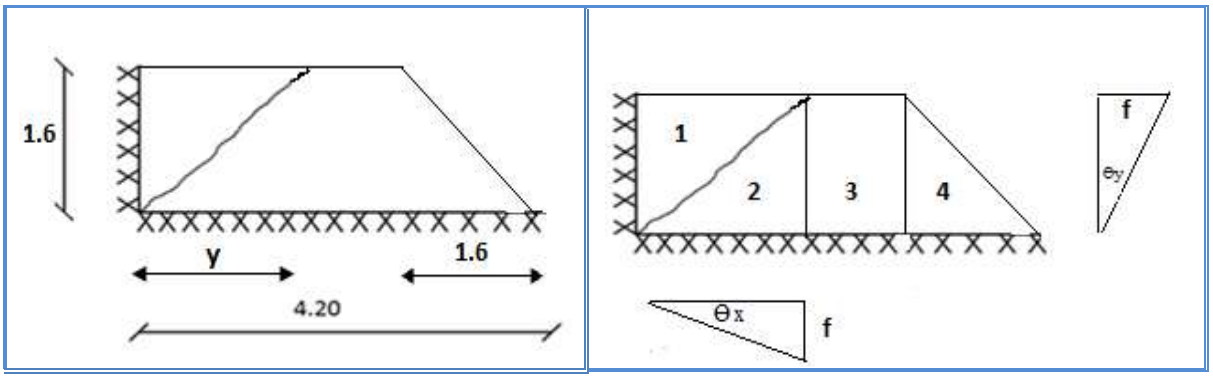


Figure III.35: la rupture de balcon.

Travail externe:

$T_{ext}(1et\ 2) = P \cdot (S_1 + S_2) \cdot \frac{f}{3} = Px1.6x \frac{f}{3} = 0{,}533\ .\ y.P.\ f$

$T_{ext}(3) = P \cdot S_3 \cdot \frac{f}{3} = P \cdot (2{,}6 - Y)1{,}6 \cdot \frac{f}{2}$

$T_{ext}(4) = P \cdot S_4 \frac{f}{3} = P \bullet \frac{1{,}6^2}{2} \bullet \frac{f}{3} = 0{,}426\, pf$

$\sum$ Text = (-0.267y+2.506) p f

Travail interne:

$T_{int}(1) = M \times 1.6 \times \frac{f}{y} + 0.5\,M \times 1.6 \times \frac{f}{y} = 2.4\,M\,\frac{f}{y}$

$T_{int}(2) = M\,y\,\frac{f}{1.6} + 0.5\,M\,y\,\frac{f}{1.6} = 2.4\,M\,\frac{f}{y} = 0.937y\,M\,f$

$T_{int}(3et4) = 0.5\,(4.2-y)\,M\,\frac{f}{1.6} = 1.312 - \frac{y}{3.2}\,M\,f$

$$\sum T_{int} = M \cdot f \cdot \left(0{,}624y + \frac{2{,}4}{y} + 1{,}312\right)$$

Principe de travail virtuel :

$\sum T_{ext} = \sum T_{int}$; Où : L = 4.2 m y = 1.6 m.

On obtient: $p = M\,\frac{0.624\,y + \frac{2.4}{y} + 1.312}{2.506 - 0.267\,y}$

$$\frac{dp}{dy} = 0 \Rightarrow y = 1.47m$$

Mt = 0.6 P (Kn.m) et **Ma=0.5Mt(Kn.m)**

On a : Pu = 1.35G + 1.5Q = 1.35x7.11+1.5x3.5

Pu =14.84 KN

Tableau III.47 : Calcul des armatures.

Niveau	M (Kn/m)	U	β	u < ul	A (cm^2)	A min (cm^2)	A choisis (cm^2)
Traves	8.90	0.040	0.980	SSAC	2.08	1.5	4HA10=3.14
Appui	4.45	0.020	0.990	SSAC	1.03	1.5	4HA10=3.14

III.4. 9. Vérification à l'ELS :

Détermination de la valeur de(y) :

$\frac{b}{2}$ Y2+ n A's (d – c') –n As (d – y) = 0 avec n = 15

Moment d'inertie :

$$I= \frac{b\,y^3}{3} + n\,A's\,(d - c')\,2 + n\,As\,(d - y)^2$$

Tableau III.48 : Vérification à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm^2)	3.14	3.14
Mser (Kn.m)	10.61	5.3
Y (cm)	2.99	2.99
I (cm^4)	4705.24	4705.24
$K=\frac{Mser}{I}$	0.225	0.112
$\bar{\sigma}_b$ (mpa)	15	15
$\sigma_b = K.y$ (Mpa)	6.72	3.36
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Oui	Oui
$\bar{\sigma}_s$(mpa)	348	348
$\sigma_s = K.15(d-y)$ (mpa)	320.96	160.48
$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	Oui	Oui

Donc on adoptera les sections calculées à ELU

- ✓ **Les armatures de répartition**

Tableau III.49 : les armatures de répartition.

	A_x (cm^2)	On adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78$	4HA10= $3.14cm^2$
aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{.3.14}{4} = 0.78$	4HA10= 3.14 cm^2

III.4.10. Condition d'espacement :

St = 100/4=25cm $\leq S_{t\,adm}$= min (3h=45cm; 33cm) =33cm

Tableau III.50 : les armatures de répartition.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	S_t = 25 ≤min [3h=45cm,33cm]	S_t=25≤min[4h=60cm,45cm]
Aux appuis	S_t = 25 ≤min [3h=45cm,33cm]	S_t = 25 ≤min [3h=45cm,33cm]

III.4.11.Vérifications préliminaires de la flèche :

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

$$M_0 = \frac{p l^2{}_x}{8} = \frac{14.84 * 4.20^2}{8} = 32.72 \text{ KN.m}$$

1. $\frac{h}{L_x} = \frac{15}{420} = 0.035 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{8.90}{20*32.72} = 0.013$ (cv)
2. $\frac{A}{b*d} = 0.0025 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (cv)

III.4.12. Vérification au cisaillement :

Tableau III.51 : Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant Y
V (Kn)	$\frac{P l_x l_y}{2l_y + l_x} = 13.47$	$\frac{P l_x l_y}{3l_y} = 20.77$
τ_u (Mpa)	$\frac{V}{b*d_x} = 0.10$	$\frac{V}{b*d_y} = 0.16$
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	$\frac{0.07}{\gamma_b} * f_{c28} = 1.16$	
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Oui	Oui

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1.Introduction :

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

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

• Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.

• Assurer une transmission directe des charges aux fondations.

• Minimiser les effets de torsion.

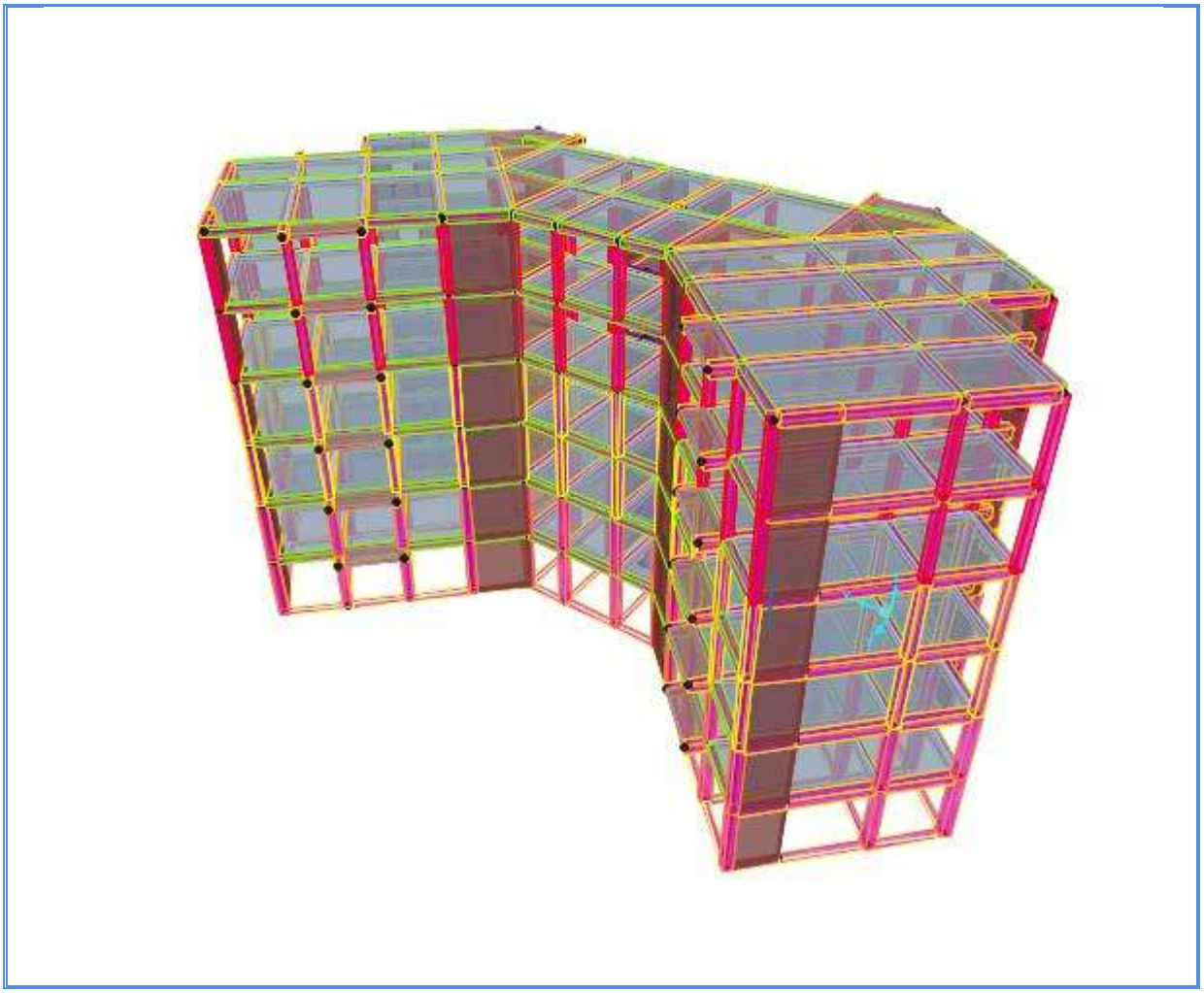


Figure IV.1 : Vue en 3D

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

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

Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse :

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

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

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considère

Xi et **Yi** : Les coordonnées du centre de gravite de l'élément (i) par rapport au repère global.

$\mathbf{X_G}$ et $\mathbf{Y_G}$: Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion :

-Il présente dans le plan horizontal (diaphragme) le point a travers lequel si on applique une force horizontale, ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

-Habituellement dans les structures dont les éléments résistants sont de forme rectangulaire et qui présentent des caractéristiques physiques, et dont les axes principaux

locaux sont parallèles à l'axe global, le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}}$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{Xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

Xt, Yt : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

- **Calcul des inerties :**

a- Les poteaux :

-Les inerties ainsi que le produit d'inertie sont calculés par les formules suivantes :

-Sections rectangulaires :

Comme on a deux types de poteaux, on utilise les formules du moment d'inertie, suivants :

- Pour les poteaux '2' : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
- Pour les poteaux '1' :

$$I_x = \frac{bh}{12}\left(h^2 \times \cos^2(\alpha) + b^2 \times \sin^2(\alpha)\right)$$

$$I_y = \frac{bh}{12}\left(h^2 \times \sin^2(\alpha) + b^2 \times \cos^2(\alpha)\right)$$

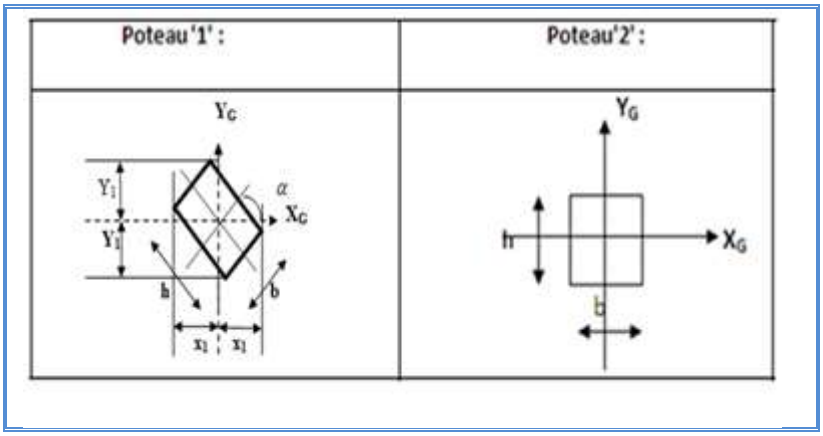


Figure IV.2 : Types des poteaux.

b- Les voiles :

b-1 voiles pleines :

- $I_{XG} = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " X_G ".
- $I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$ par rapport à " Y_G ".

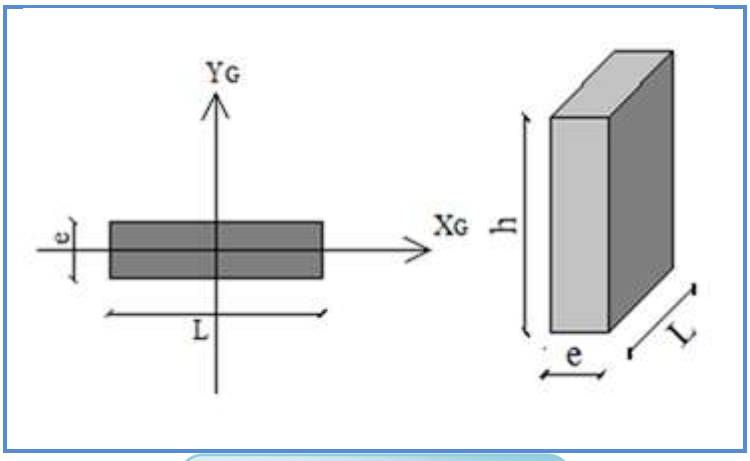


Figure IV. 3:voile pleine

B.2. Les voile avec ouvertures:

-Suite à l'exigence d'architecture, parfois, on a des baies dans les refends, donc on fait les calculs pour un refend avec une ou plusieurs files d'ouvertures.

-Le voile avec file d'ouverture (notre cas) est constitué par deux montants appelés trumeaux, et une traverse qui sépare deux ouvertures en élévation appelée linteau.

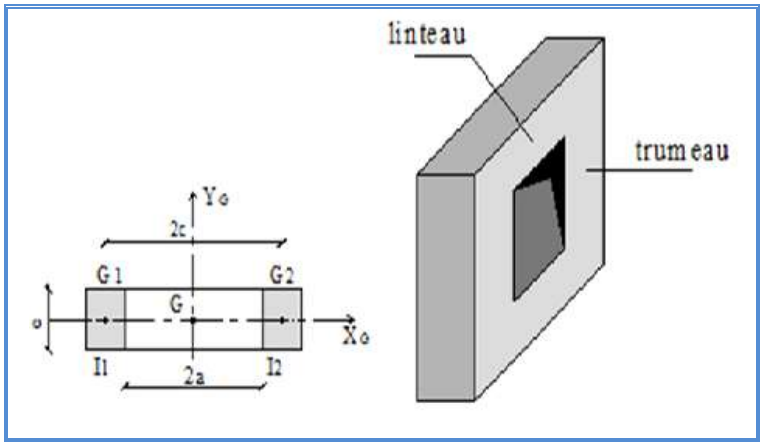


Figure. IV.4 : voile avec une ouverture.

❖ **Études des variantes:**

-On proposées deux variantes :

- Les éléments de structure poteaux, poutres et planchers reste inchangés pour les deux variantes.
- La disposition et l'implantation et le positionnement des voiles de contreventement c'est les paramètres qui définit chaque variante et comme suit:

  ✓ *La première variante:* la disposition des voiles sont repartis au centre et aux extrémités du bâtiment avec tenir compte de la symétrie.

  ✓ *La deuxième variante :* on change le nombre et la disposition des voiles avec tenir compte de la symétrie.

IV.3 La 1ère variante :

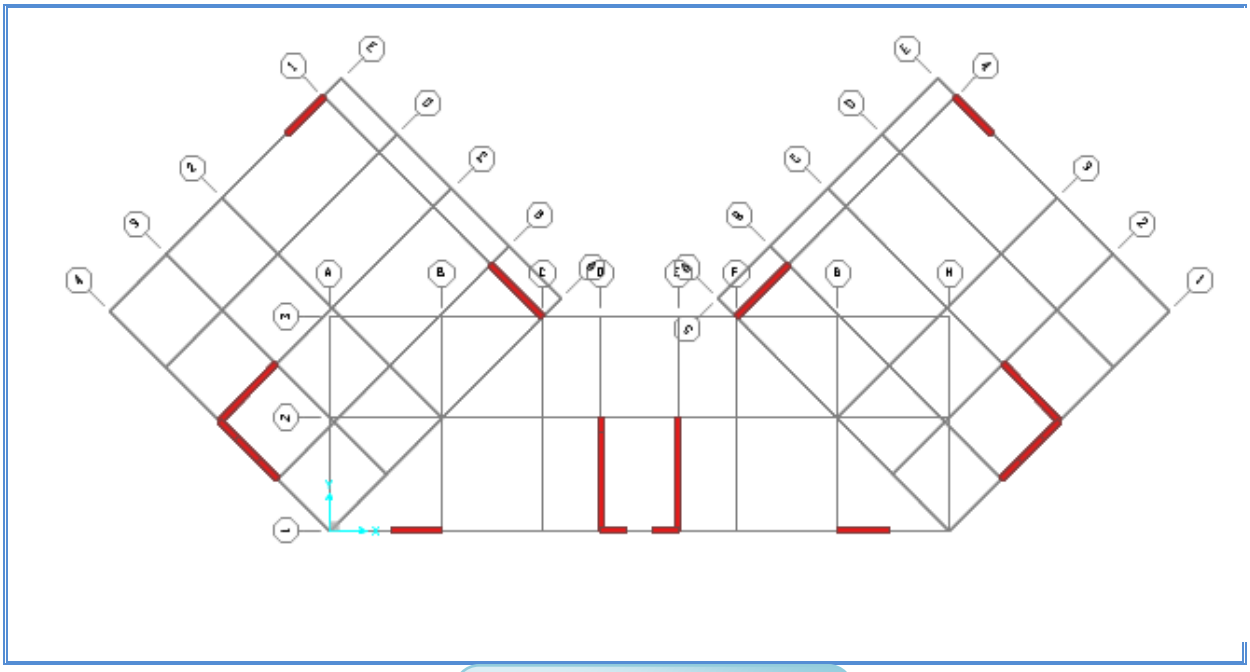


Figure. IV.5 : Vue 2D

IV.3.1.L'excentricité :

-Dimensions du bâtiment :

- Longueur du bâtiment = 36.77 m
- Largeur du bâtiment = 18.63 m

-Excentricité admissible : [1]. [Art 3.5.1-a] :

- Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 5.52 m
- Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.79 m

-Centre de Rigidité et centre de Masse :

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

	Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse.g (Kn)	XG (m)	YG (m)
3.24	1.1779	3.1909	12.03	6.34	5526.35	12.07	6.64
6.48	1.1779	3.1909	12.03	6.34	5454.45	12.07	6.64
9.72	1.1355	3.1485	12.02	6.20	5391.63	12.07	6.63
12.96	1.1355	3.1485	12.02	6.20	5331.35	12.07	6.63
16.20	1.1079	3.1209	12.01	6.04	5222.11	12.15	6.69
19.44	1.0923	3.1052	12.08	6.04	4276.73	12.07	6.58

-Excentricité théorique (statique) :

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

$$\begin{cases} Ex = |X_G - X_t| \\ Ey = |Y_G - Y_t| \end{cases}$$

Tableau IV.2 : Centre de l'excentricité théorique

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
3.24	0.04	0.30	cv
6.48	0.04	0.30	cv
9.72	0.05	0.43	cv
12.96	0.05	0.43	cv
16.20	0.14	0.65	cv
19.44	0.01	0.54	cv

-Excentricité accidentelle : [1]. [Art 4.2.7]

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

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

- Excentricité théorique résultant des plans :

Ex=0.05Lx=0.05x36.77=1.83m.

Ey=0.05Ly=0.05x18.63=0.93m.

-Effets de la torsion accidentelle : [1]. [Art 4.3.7]

-Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L,(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV. 3 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$Ex_{théo}$	Ex_{acc}	$Ex_{théo}+Ex_{acc}$	$Ey_{théo}$	Ey_{acc}	$Ey_{théo}+Ey_{acc}$
3.24	0.04	1.83	1.87	0.30	0.93	1.23
6.48	0.04	1.83	1.87	0.30	0.93	1.23
9.72	0.05	1.83	1.88	0.43	0.93	1.36
12.96	0.05	1.83	1.88	0.43	0.93	1.36
16.20	0.14	1.83	1.97	0.65	0.93	1.58
19.44	0.01	1.83	1.84	0.54	0.93	1.47

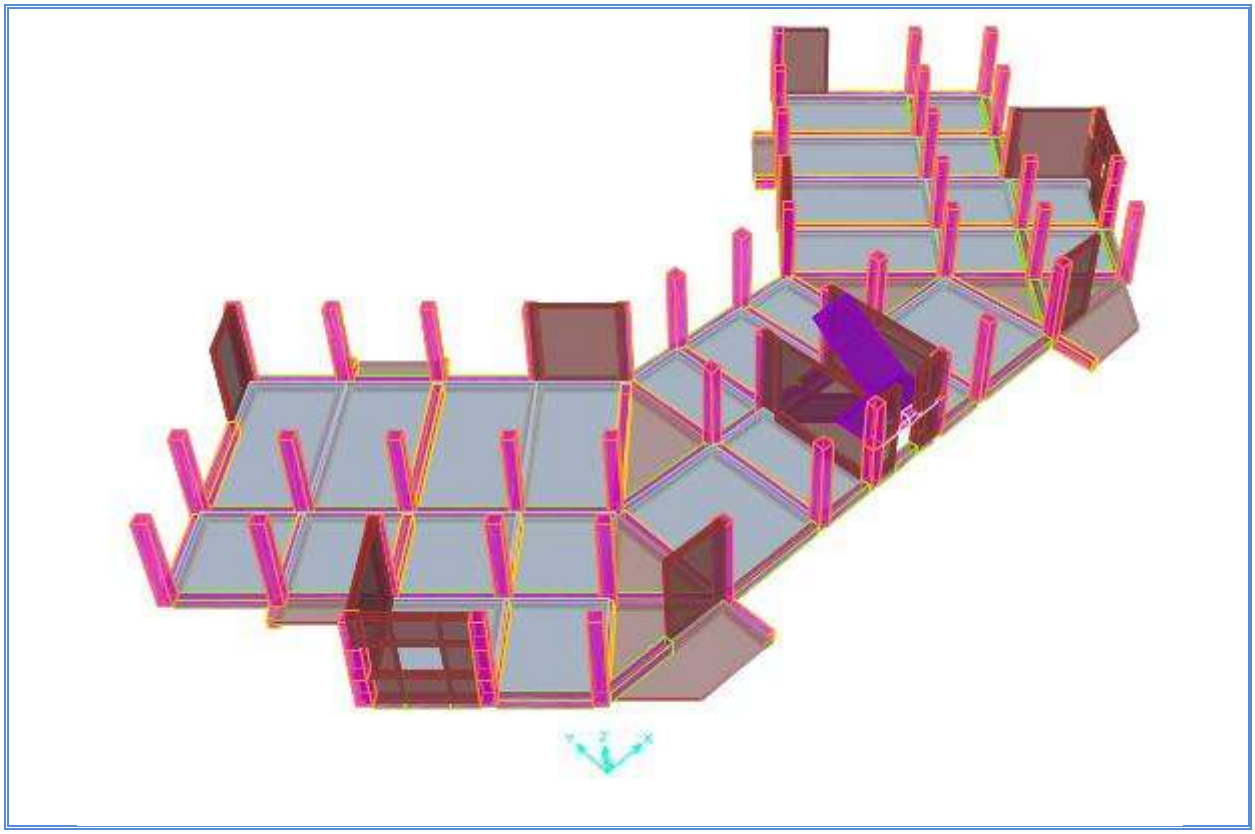


Figure IV.6 : Disposition des voiles en 3D

IV. 4.Choix de la méthode de calcul :

IV. 4.1. Introduction :

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

• La méthode statique équivalente.

• La méthode d'analyse modale spectrale.

• La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

-La régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le **RPA Art 4.1.2**, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse « SAP2000 version 17 ».

IV.4.2.Méthode dynamique modale spectrale :

- **Principe :**

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

- **Spectre de réponse de calcul : [1]. [art.4.3.3].**

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

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

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

L'ouvrage est classé dans le « groupe 2 », ouvrage courant d'importance moyenne situé dans la **« zone sismique IIa »,** wilaya de Médéa commune de Beni Slimane.

Donc : **A =0.15** **[1]. [Tab.4.1]**

- η Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$\eta = 7/(2+\xi)$ $\xi = 7\ \%$ [1].**[Tab.4.2],**

Avec remplissage dense ⟶ $\eta = 0,882$

- **Q: Facteur de qualité :**

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

-Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : détermination du facteur de qualité Q.

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

-En récapitulant les résultats on trouve : **[1]. [Tab.4.4]**

Qx = 1.05

Qy = 1.15

- **périodes caractéristiques :** **[1]. [Tab, 4.7.]**

T_1 = 0.15s

T_2 = 0,4 s

Site S2

- **Coefficient de comportement R :** **[1]. [Tab.4.3]**

R=3.5 Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

-Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA99versoion2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivant :

Le système de contreventement est constitué de voiles uniquement ou de voiles et des portiques, dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Tableau IV.5 : Vérification des sollicitations suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
19.44	100 %	69.19 %	30.80 %	100 %	0%	100%
16.20	100 %	69.74 %	30.25 %	100 %	0%	100%
12.96	100 %	72.91 %	27.08 %	100 %	0%	100 %
9.72	100 %	73.38 %	26.61 %	100 %	0%	100%
6.48	100 %	75.55 %	24.44 %	100 %	0%	100%
3.24	100 %	78.01 %	21.98 %	100 %	0%	100%

Tableau IV.6 : Vérification des sollicitations suivant Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
19.44	100 %	67.50 %	32.49 %	100 %	0 %	100 %
16.20	100 %	68.64 %	31.35 %	100 %	0%	100 %
12.96	100 %	71.83 %	28.16 %	100 %	0%	100 %
9.72	100 %	72.34 %	27.65 %	100 %	0%	100 %
6.48	100 %	74.76 %	25.23 %	100 %	0%	100 %
3.24	100 %	76.145%	23.85 %	100 %	0%	100%

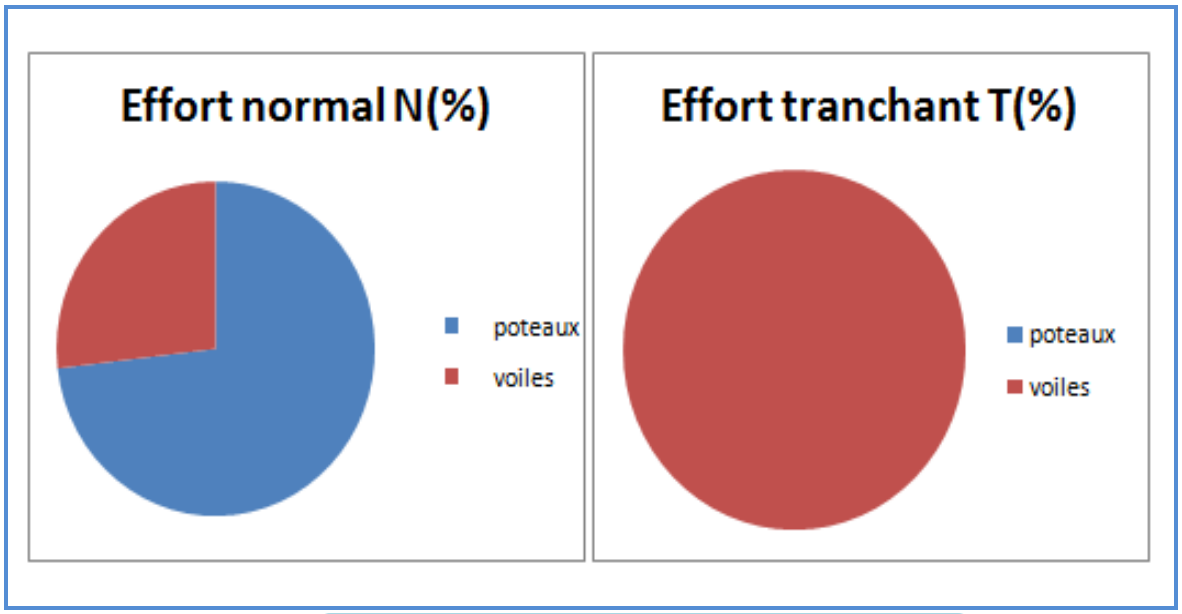


Figure IV.7 : Pourcentage des surcharges.

Donc R=3.5

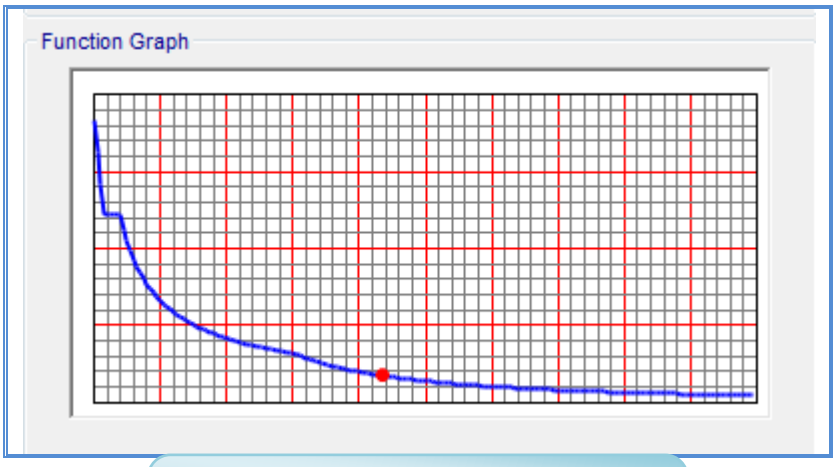


Figure IV.8 : Spectre de réponse Y

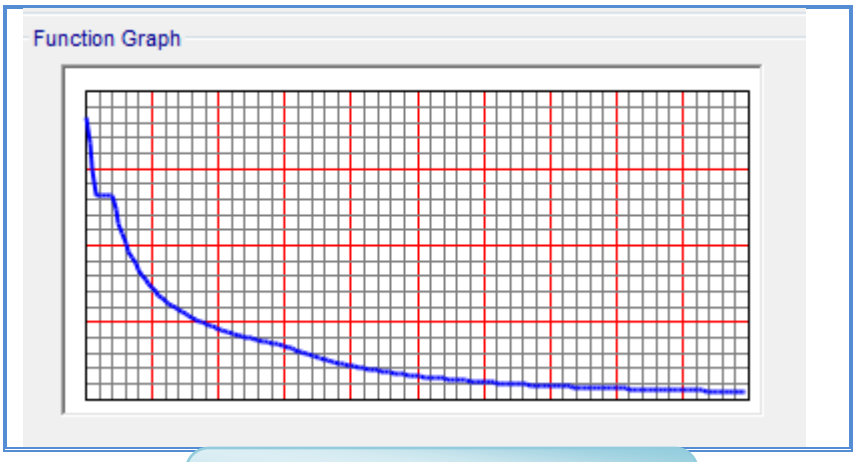


Figure IV.9 : Spectre de réponse X

- β = coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
  β = 0,20 **[1].[Tab.4.5]**

IV.5. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de la participation massique
- Vérification des périodes.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements (inter étage, en tète).
- Vérification vis à vis de l'effet P-A.
- Vérification des sollicitations normales.
- Vérification d'effort normal réduit.

IV.5.1Vérification de Nombre de modes à considérer [1]. [Art 4.3.4] :

- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée
- on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteint les 90% qu'après les 79 modes, donc :

-D'après le **[RPA99 version2003 Art4.3.4]** précédent le nombre de modes a considérer :

$$K \geq 3\sqrt{N} \qquad \textbf{(4-14)}$$

$$K \geq 3\sqrt{6} = 7.34 = 8 \text{ modes}$$

IV.5.2 Vérification de comportement :

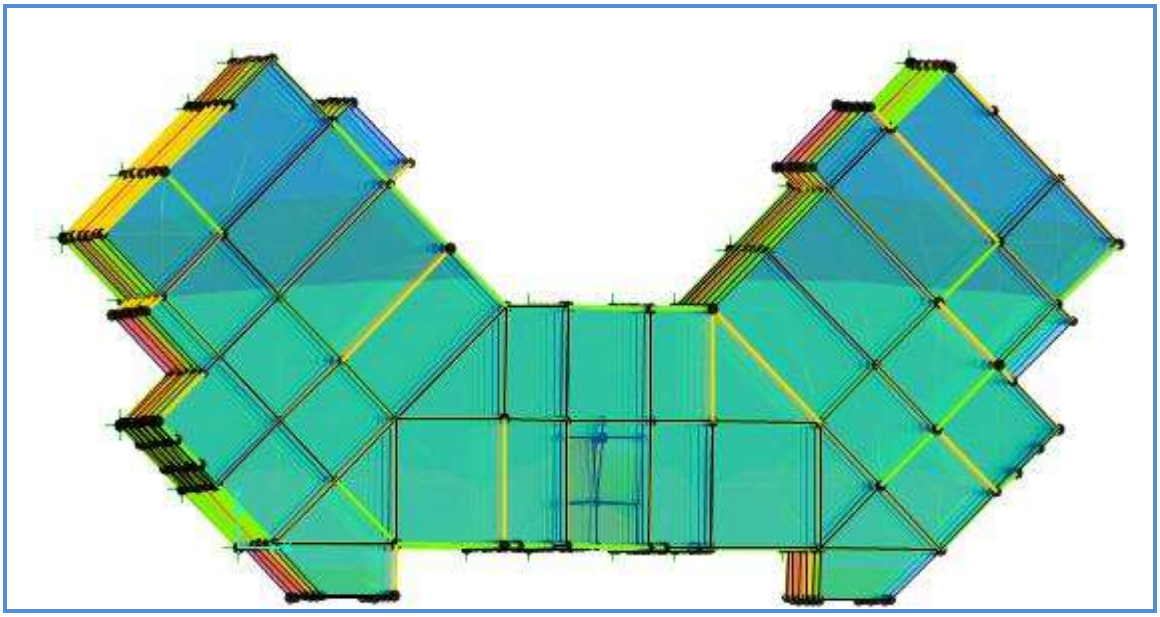


Figure IV.10 : Mode 1 (translation suivant X)

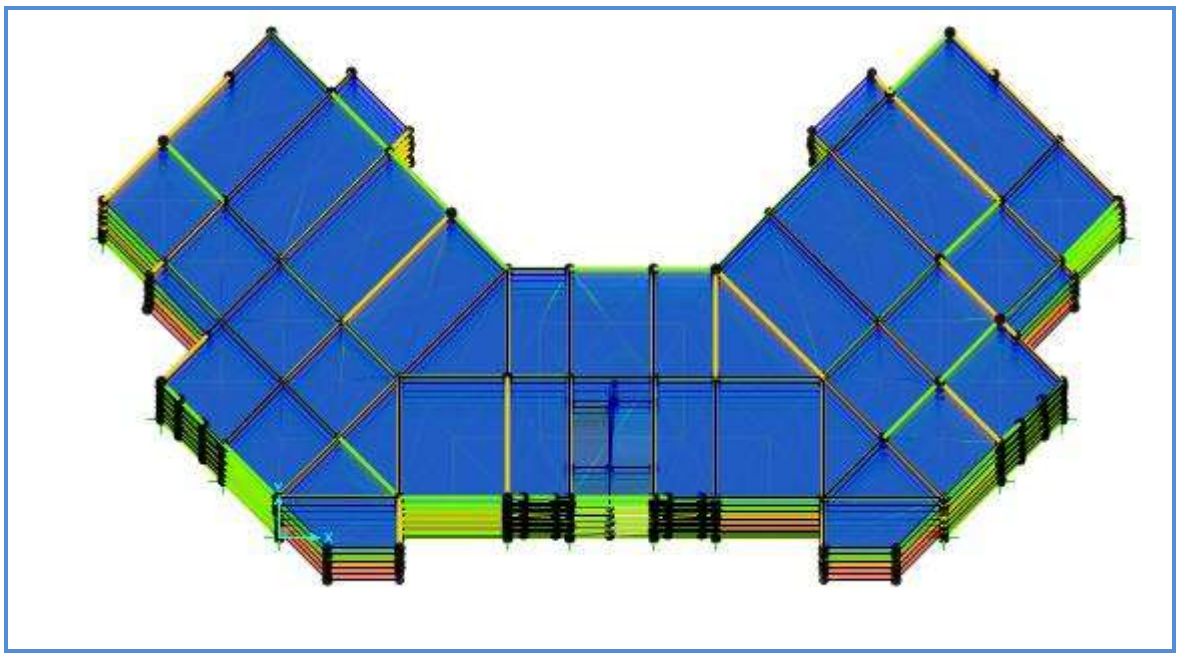


Figure IV.11 : Mode 2 (translation suivant Y)

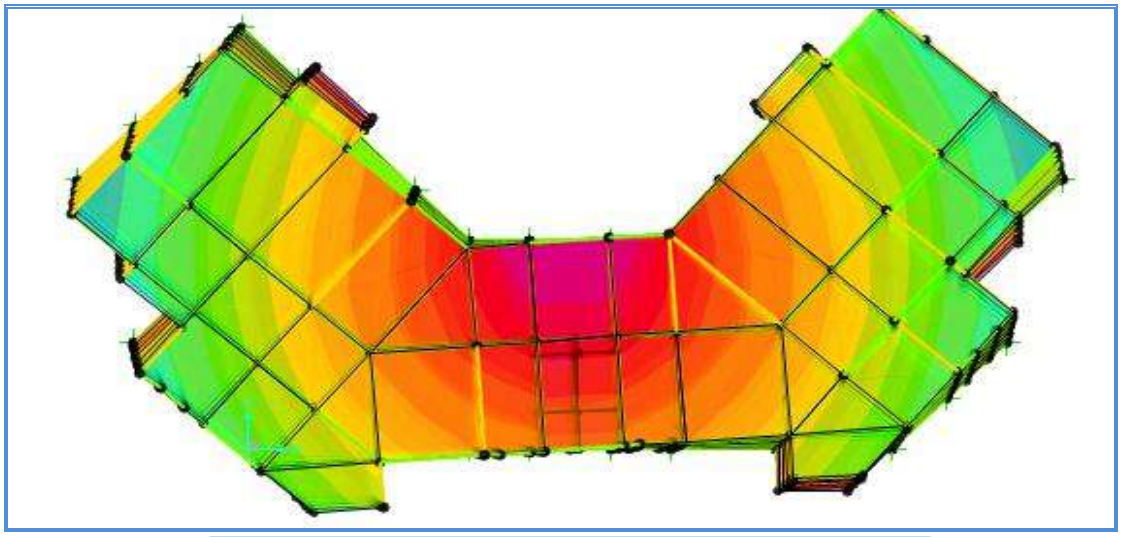


Figure IV.12 : Mode 3(rotation autour de l'axe Z).

IV.5.3 Le comportement des trois premiers modes :

Tableau. IV.7: Le comportement des trois premiers modes

modes	Périodes	Masse modal Ux(%)	Masse modal Uy(%)	Masse modal Uz(%)	commentaire
1	0.54	66.85%	0.00%	4.21%	Translation suivant l'axe x
2	0.40	0.00%	68.74%	0.08%	Translation suivant l'axe y
3	0.38	0.00%	0.00%	66.85%	Rotation autour l'axe z

IV.5.4 Vérification de la participation massique :

Tableau. IV.8 : période et facteur de participation massique modale

Mode " i "	**Période " s "**	**Participation modale individuelle en (%)**		**Participation modale cumulée en (%)**	
		Suivant " x "	**Suivant" y "**	**Suivant " x "**	**Suivant " y "**
1	0.54	66.85%	0.00%	66.85%	0.00%
2	0.40	0.00%	68.74%	66.85%	68.74%
3	0.38	4.56%	0.07%	71.41%	68.81%
4	0.13	17.90%	0.00%	89.30%	68.81%
5	0.10	0.36%	0.00%	89.67%	68.81%
6	0.09	0.00%	20.87%	89.67%	89.68%
7	0.08	0.00%	0.01%	89.67%	89.69%
8	0.08	0.00%	0.01%	89.67%	89.70%

IV.5.5-Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée **[RPA99 version 2003Art4. 3.6]**

, Donc il faut vérifier que $\frac{Vt}{V} > 0{,}8$

- **Calcul de la force sismique totale : [1]. [art.4.2.3].**

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

$$V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} W$$

$$V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

T2 = 0.4s **[1]. [Tab.4.7].**

$$\mathbf{D} \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \ . \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3}\left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s **[1]. [Tab4.7] (Avec site S2)**

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

ξ = 7 % (Avec remplissage dense) **[1]. [Tab4.2]**

η =0,882 ≥0.7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

1/ $T = C_T . h_N^{3/4}$

C_T =0.05 →Tx =Ty= $0.05 * 26.28^{3/4}$=0.58 s

2/ $T = 0{,}09 . hN / D^{1/2}$ **[1]. [Art4.2.4]**

$$\begin{cases} T_X = 0.39 \text{ s} \\ T_y = 0.58 \text{s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0 \le T_x \le T_2 \Rightarrow D_x = 2.5\eta \\ 0 \le T_y \le T_2 \Rightarrow D_y = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \end{cases}$$

W : poids total de la structure :

W=$G+\beta Q$ avec β = 0,20

Tableau. IV.9 : calcul de force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	W(KN)	V_x	V_y
0.15	2.205	1.72	3.5	1.05	1.15	34608.528	3434.031	2933.81

Tableau. IV.10 : vérification de la résultante des forces sismiques

	V (KN)	0.8xV	Vt (KN)	Vt > 0.8xV
X	3434.031	2747.22	1550.383	C.N.V
Y	2933.81	2347.048	2112.51	C.N.V

-Pour les deux directions x,y la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0.8V/Vt).

-Pour la direction de X on a :

0.8V/Vt= 1.78

-Pour la direction de Y on a :

0.8V/Vt= 1.12

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Ex) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.78 » et le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Ey) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.12»

IV.5.6Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{rx} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix} \quad M_{ry} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$$

Avec :

- Fix, Fiy: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} Mtx = Y_G.Wi \\ Mty = X_G.Wi \end{cases}$$

Avec :

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

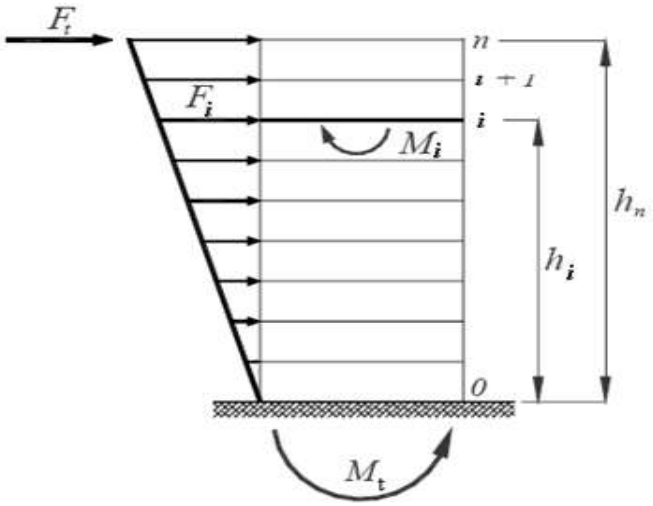


Figure IV.13 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

a- Moment de renversement :

Tableau. IV.11 : calcul du moment de renversement

Hi (m)	Fix (Kn)	Fiy (Kn)	Moxi (Kn.m)	Moyi (Kn.m)
19.44	824.16	704.11	13687.89	13687.89
16.20	858.50	733.45	11881.89	9030.20
12.96	549.44	469.40	6083.42	6083.42
9.72	480.76	410.373	3992.29	3992.29
6.48	377.74	322.71	2091.16	2091.16
3.24	274.72	234.70	760.42	760.42
Somme			41723.1	45060.93

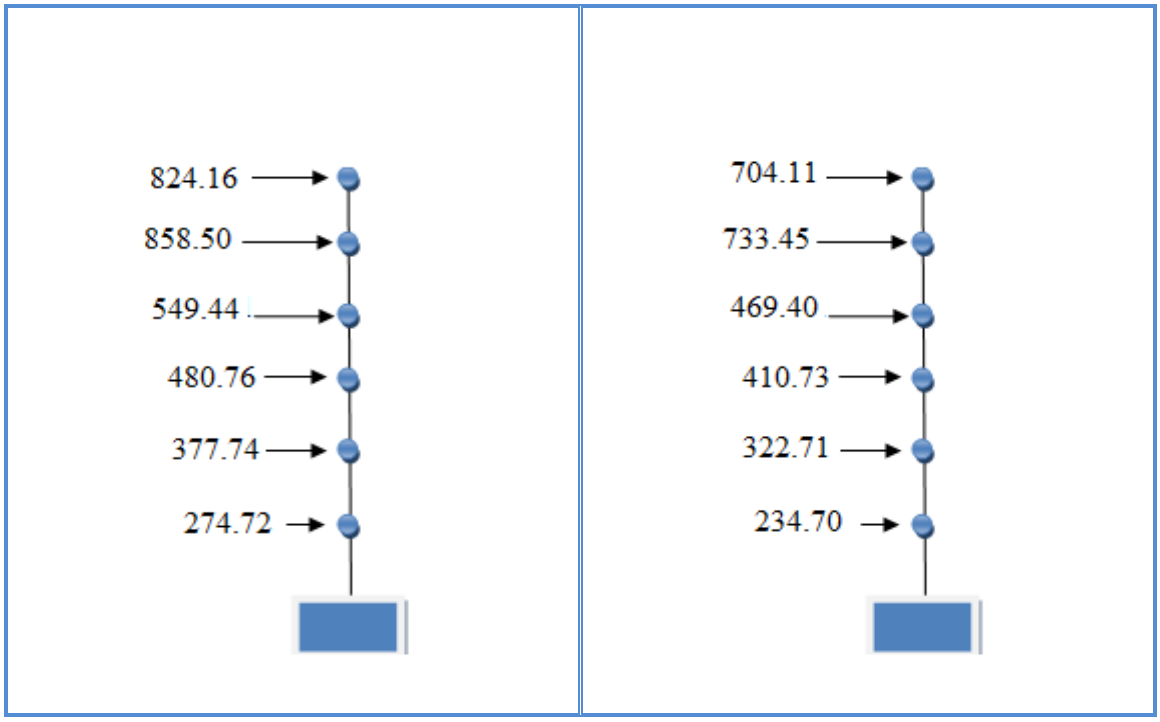


Figure. IV.14 : Concentration des forces sismique sous étages suivant X, Y

b-Moment stabilisant :

Tableau. IV.12 : calcul du moment de stabilisant

Niveau (m)	Wi (Kn)	XG (m)	YG (m)	Mtxi (Kn.m)	Mtyi (Kn.m)
19.44	4276.73	12.07	6.64	51620.13	28397.48
16.20	5222.11	12.07	6.64	63030.86	34674.810
12.96	5331.35	12.07	6.63	64349.39	35346.85
9.72	5391.63	12.07	6.63	65076.974	35746.506
6.48	5454.45	12.15	6.69	66271.56	36490.27
3.24	5526.35	12.07	6.58	66703.04	36363.38
∑Mt				529830.61	296848.78

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

Tableau. IV.13 : Vérification de stabilisation

Mtxi (Kn.m)	Mtyi (Kn.m)	Moxi (Kn.m)	Moyi (Kn.m)	Mtxi/Moyi	Mtyi/Moxi	Mt/M0≥1.5	Mt/M0≥1.5
529830.61	296848.78	45060.93	38497.07	13.76	6.58	Oui	Oui

Commentaire :

-Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.5.7 Vérification des déplacements : [1]. [Art4.4.3]

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

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

- δ_{ek}: Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

Selon [RPA]: [Art5.10]: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser: Δ k limite = 0.01* he

- he : la hauteur de l'étage k

Tableau. IV.14 : Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
19.44	1.38	4.83			
16.2	1.12	3.92	0.46	3.24	Oui
12.96	0.84	2.94	0.98	3.24	Oui
9.72	0.56	1.96	0.98	3.24	Oui
6.48	0.31	0.57	1.39	3.24	Oui
3.24	0.11	0.38	0.19	3.24	Oui
0	0.00	0.00	0.38	3.24	Oui

Tableau. IV.15: Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
19.44	0.57	1.99			
16.2	0.45	1.57	0.42	3.24	Oui
12.96	0.33	1.15	0.42	3.24	Oui
9.72	0.22	0.77	0.38	3.24	Oui
6.48	0.11	0.38	0.39	3.24	Oui
3.24	0.04	0.14	0.24	3.24	Oui
0	0	0	0.14	3.24	Oui

IV.5.8.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1].[Art5.9]

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

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

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

- Si $0{,}10 < \theta \leq 0{,}20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur :

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

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

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

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	Δ_{kx} (m)	θ	θ≤ 0,10
19.44	4276.73	824.16	0.0046	0.00737	C.V
16.20	5222.11	858.50	0.0098	0.01840	C.V
12.96	5331.35	549.44	0.0098	0.02935	C.V
9.72	5391.63	480.76	0.0039	0.01350	C.V
6.48	5454.45	377.74	0.0019	0.00847	C.V
3.24	5526.35	274.72	0.0038	0.02359	C.V

Tableau. IV.17. Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ ≤ 0,10
19.44	4276.73	704.11	0.0042	0.0079	C.V
16.20	5222.11	733.45	0.0042	0.0121	C.V
12.96	5331.35	469.40	0.0038	0.0133	C.V
9.72	5391.63	410.73	0.0039	0.0158	C.V
6.48	5454.45	322.71	0.0024	0.0125	C.V
3.24	5526.35	234.70	0.0014	0.0102	C.V

Commentaire :

-On a remarque d'après les tableaux que cette structure est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.5.9.Vérification de cisaillement *:*

$$\tau \leq \overline{\tau}$$

Avec : $$\tau = \frac{T}{bxd}$$

- Fissuration peu nuisible $\overline{\tau} = \min\left(0.2 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b} ; 5\ Mpa\right)$
- Fissuration prédijucial $\overline{\tau} = \min\left(0.15 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b} ; 4\ Mpa\right)$

a- poutre principal : sous combinaison 1,35G+1,5Q

Section des poutres bxh=30x45 cm x cm $\tau = \frac{102.23*10\text{^}3}{300x425} = 0{,}82 < 3{,}33 \ C.V$

L'effort tranchant max = 102.23Kn

b-poutre secondaire : sous combinaison 1,35G+1,5Q

Section des poutres bxh=30x35cm x cm $\tau = \frac{35.70*10\text{^}3}{300x325} = 0{,}48 < 3{,}26$ C.V

Tableau. IV.18 : Vérification de cisaillement

Eléments	section	V_u (Kn)	combinaison	τ (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	Vérification
Poutres principales	30x45	102.23	**1,35G+1,5Q**	0.80	3.33	C.V
Poutres secondaires	30x35	35.70	**1,35G+1,5Q**	0.36	3.26	C.V

IV.5.10.Vérification des sollicitations normales : [1]. [Art.7.4.3.1]:

-Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_r * F_{c28}} < 0.3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Br : l'air (section brute) de cette section de béton.
- Fc_{28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau. IV.19: Vérifications des sollicitations normales.

forme	sens	section	combinaisons	Nd	Fc_{28}	υx	Vérification
rectangle	x	45x45	G+Q+Edx	1052.808	25	0.22	oui
	y	45x45	G+Q+Edy	1052.808	25	0.22	oui

Conclusion :

- Les sections adoptées sont :

- La poutre principale **: (30* 45)**
- La poutre secondaire **: (30* 35)**
- Les poteaux : **(45x45) ; (40x40) ; (35x35) ;(30x30).**

VI.6.Etude de deuxième variante :

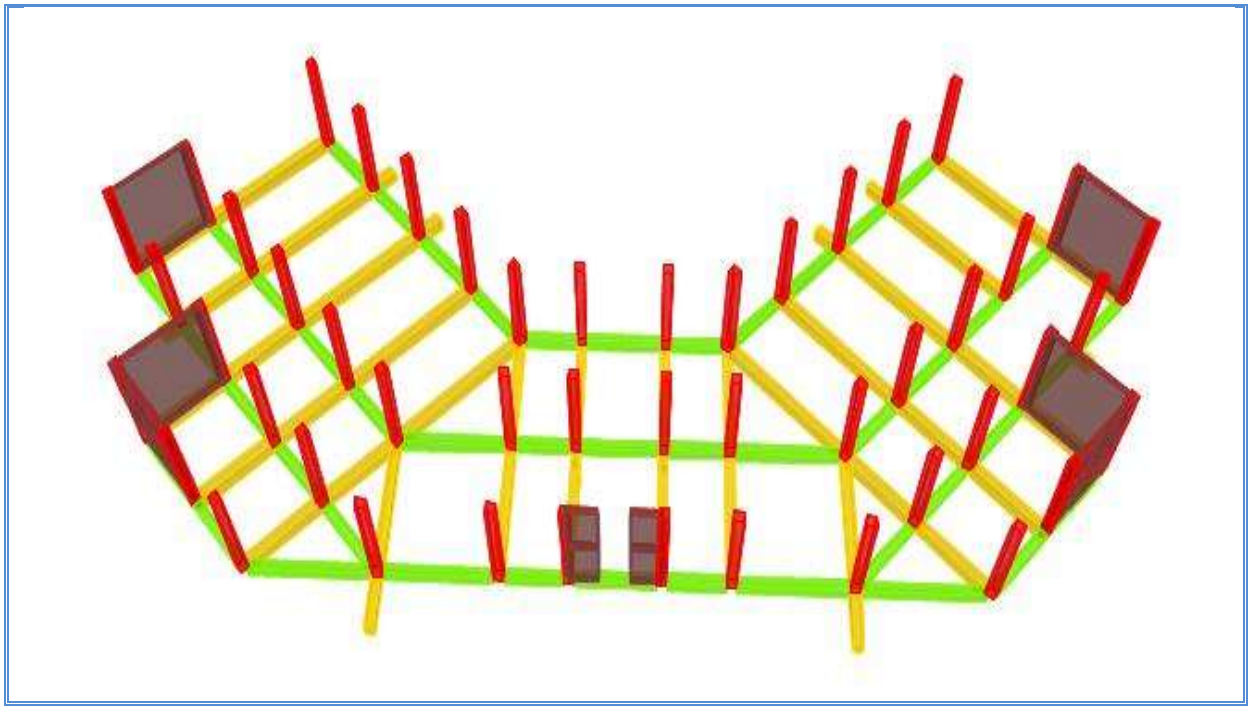


Figure. IV.15 : Disposition des voiles.

- **Centre de Rigidité et Centre de Masse :**

Tableau IV.20 : Centre de rigidité et centre de masse

	Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Niveau (m)	$\sum$ Ix (m^4)	$\sum$ Iy (m^4)	X_R (m)	Y_R (m)	Masse (Kn)	X_G (m)	Y_G (m)
3.24	0.8836	0.8516	12.07	7.04	5282.93	12.07	6.76
6.48	0.8836	0.8516	12.07	7.04	5211.04	12.07	6.75
9.72	0.8412	0.8092	12.07	7.00	5148.21	12.07	6.75
12.96	0.8412	0.8092	12.07	7.00	5087.94	12.07	6.74
16.20	0.8136	0.7816	12.07	6.96	5019.62	12.06	6.75
19.44	0.8136	0.7816	12.07	6.96	4147.08	12.07	6.66

Tableau IV.21 : Calcul de l'excentricité théorique

Niveau	$Ex = \lvert X_R - X_G \rvert$ (m)	$Ey = \lvert Y_R - Y_G \rvert$ (m)	Vérification
3.24	0.00	0.28	cv
6.48	0.00	0.29	cv
9.72	0.00	0.25	cv
12.96	0.00	0.26	cv
16.20	0.01	0.21	cv
19.44	0.00	0.30	cv

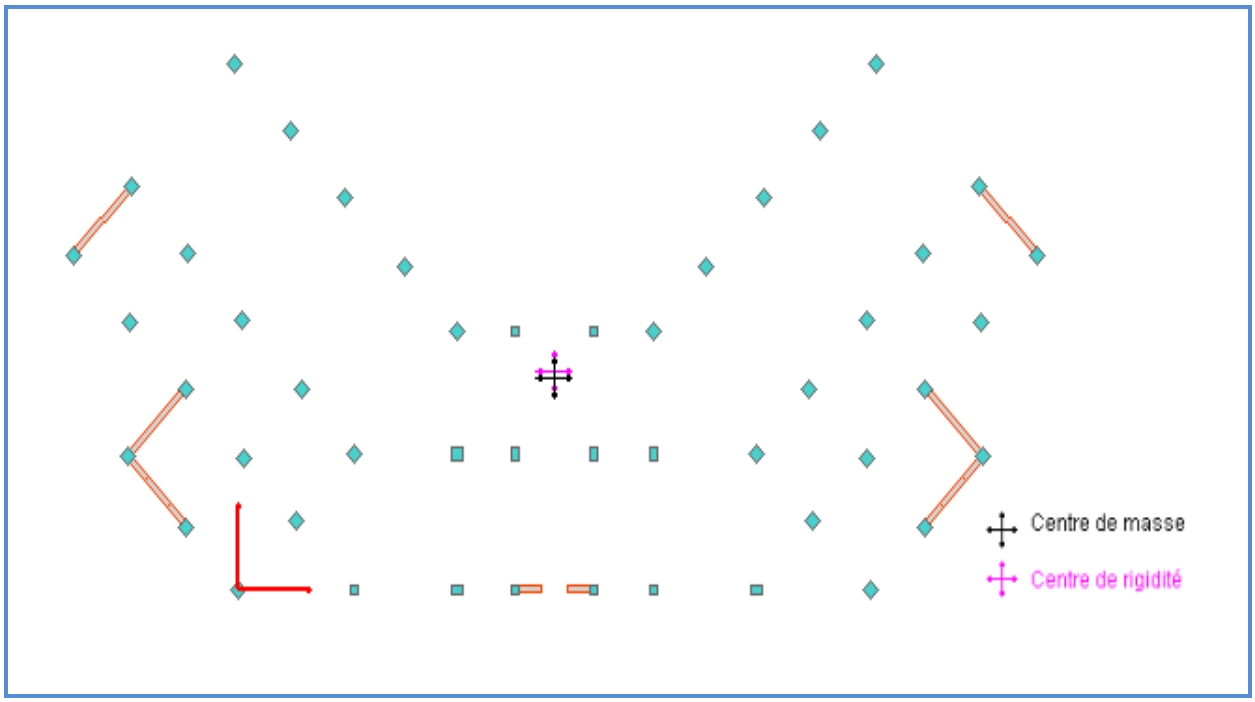


Figure IV. 16 : calcul de l'excentricité théorique

Tableau IV.22 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau (m)	**$Ex_{théo}$**	**Ex_{acc}**	**$Ex_{théo}+Ex_{acc}$**	**$Ex_{théo}$**	**Ex_{acc}**	**$Ex_{théo}+Ex_{acc}$**
3.24	0.00	1.83	1.83	0.28	0.93	1.21
6.48	0.00	1.83	1.83	0.29	0.93	1.22
9.72	0.00	1.83	1.83	0.25	0.93	1.18
12.96	0.00	1.83	1.83	0.26	0.93	1.19
16.20	0.01	1.83	1.84	0.21	0.93	1.14
19.44	0.00	1.83	1.83	0.30	0.93	1.23

- **Coefficient de comportement R :**

Tableau IV.23 : Sollicitations dues aux charges suivant x

Étage	**Sollicitations dues aux charges verticales**			**Sollicitations dues aux charges horizontales**		
Diaphragme N°	**Poids Nz (%)**	**Nz /Poteaux (%)**	**Nz /Voiles (%)**	**Effort tranchant Tx (%)**	**Tx /Poteaux (%)**	**Tx /Voiles (%)**
19.44	100 %	83.012 %	16.988 %	100 %	46.264 %	53.736 %
16.20	100 %	83.373 %	16.627 %	100 %	38.497 %	61.503 %
12.96	100 %	85.173 %	14.827 %	100 %	50.947 %	49.053 %
9.72	100 %	85.343 %	14.657 %	100 %	38.509 %	61.491 %
6.48	100 %	86.706 %	13.294 %	100 %	39.644 %	60.356 %
3.24	100 %	87.045 %	12.955 %	100 %	23.368 %	76.632 %

Tableau IV.24 : Sollicitations dues aux charges suivant y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
19.44	100 %	85.636 %	14.364 %	100 %	49.598 %	50.402 %
16.20	100 %	86.219 %	13.781 %	100 %	33.939 %	66.061 %
12.96	100 %	87.770 %	12.230 %	100 %	36.800 %	63.200 %
9.72	100 %	87.922 %	12.078 %	100 %	26.763 %	73.237 %
6.48	100 %	89.052 %	10.948 %	100 %	28.270 %	71.730 %
3.24	100 %	89.316 %	10.684 %	100 %	18.391 %	81.609 %

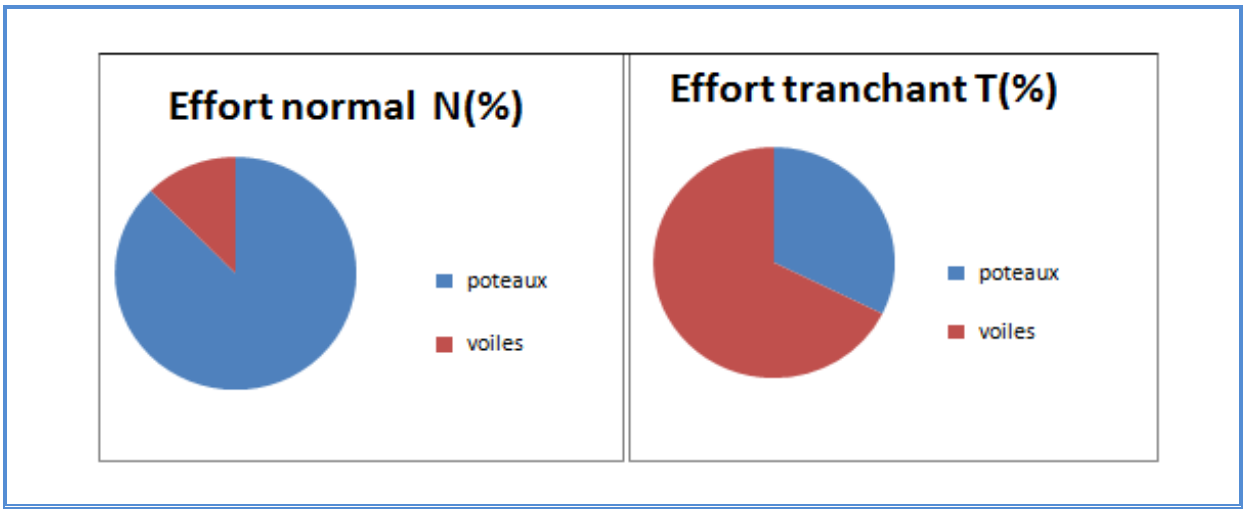


Figure IV. 17 : pourcentage des surcharges

-Conformément à l'article de [**RPA].[Art3.4.A.4.b]** ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

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

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

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

Donc : **R = 5**

IV.6.1 Vérification de comportement :

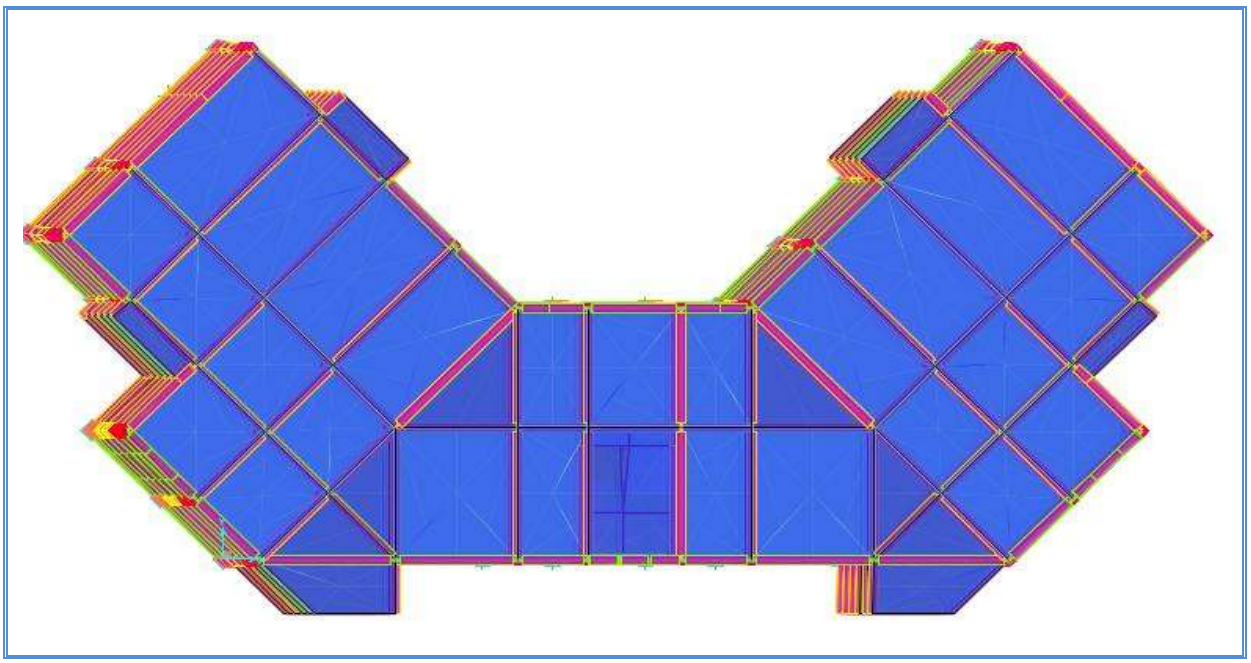


Figure. IV.18: Mode1, (translation suivant X**)**

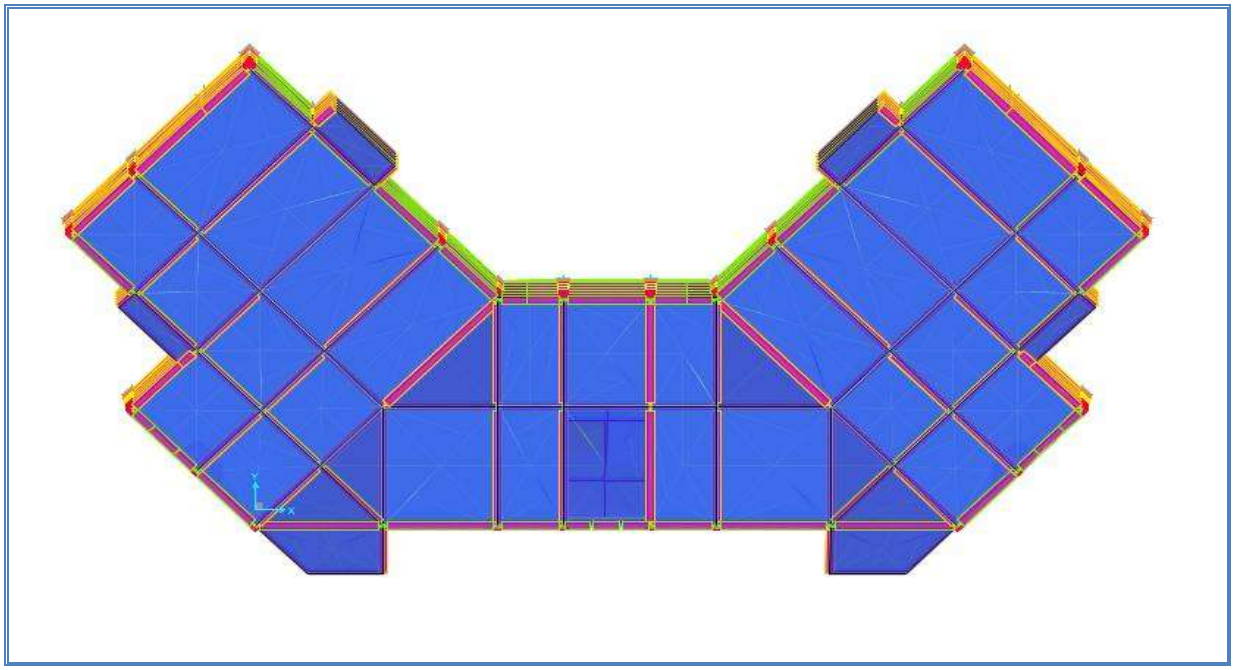


Figure IV.19: Mode 2, (translation suivant y)

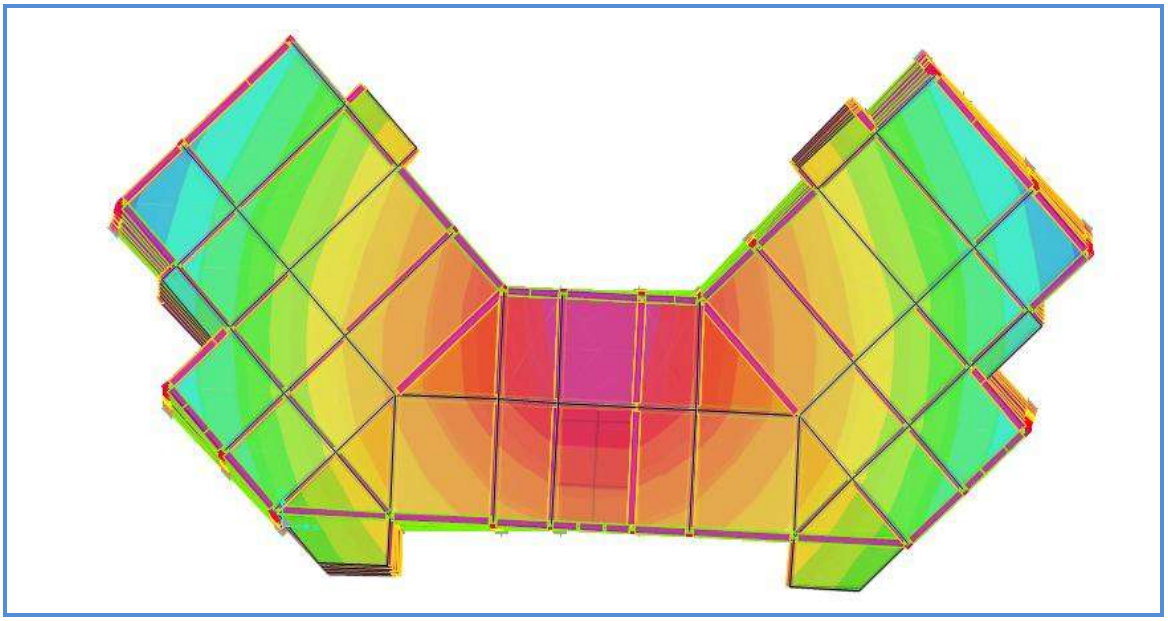


Figure. IV.20: Mode 3,(rotation autour axe Z)

Tableau IV.25 : Le comportement des trois premiers modes

modes	Périodes	Masse modal Ux(%)	Masse modal Uy(%)	Masse modal Uz(%)	commentaire
1	0,52	70,92%	0,00%	0.67%	Translation suivant l'axe x
2	0,47	0,00%	71,39%	0.00%	Translation suivant l'axe y
3	0,34	0,38%	0,00%	68.75%	Rotation autour l'axe z

IV.6. 2.Vérification de la participation massique :

Tableau IV.26 : période et facteur de participation massique modèle **premiers**

Mode " i "	**Période " s "**	**Participation modale individuelle en (%)**		**Participation modale cumulée en (%)**	
		Suivant " x "	**Suivant" y "**	**Suivant " x "**	**Suivant " y "**
1	0,52	70,92%	0,00%	70,92%	0,00%
2	0,47	0,00%	71,39%	70,92%	71,39%
3	0,34	0,38%	0,00%	71,30%	71,39%
4	0,15	17,42%	0,00%	88,72%	71,31%
5	0,13	0,33%	19,11%	89,05%	90,50%
6	0,09	1,15%	0,00%	90,20%	90,50%

-Commentaire :

-La structure atteindre plus de 90% de la masse partie séparatif au 6 ^{eme} mode dans la direction X, et au 5 ^{eme} mode dans direction Y.

Avec : $t = \sum_1^6 Ti = 1.70$ s

IV. 6.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

Tableau IV.27 : Calcul de la force sismique

A	**Dx**	**Dy**	**R**	**Qx**	**Qy**	**W (KN)**	**Vs_x**	**Vs_y**
0.15	2.205	2.187	5	1.05	1.15	33102.05	2284.04	2482.65

Tableau. IV.28 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	Vs (KN)	0.8xVs	Vd (KN)	Vd > 0.8xVs
X	2284.04	1827.23	1571.41	C.N.V
Y	2482.65	1986.12	1871.63	C.N.V

-Pour les deux directions x et y la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0.8Vs/Vd).

-Pour la direction de x on a : 0.8Vs/Vd= 1.16

-Pour la direction de y on a : 0.8Vs/Vd= 1.06

- C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Ex) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.16 », et le coefficient « 1 »de la force sismique suivant la direction y (Ey) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.16 ».

IV.6.4Vérification de la stabilité au renversement :

Tableau IV.29 : Moment de renversement

Msx (Kn.m)	Msy (Kn.m)	Mrx (Kn.m)	Mry (Kn.m)	$\frac{Msx}{Mry}$	$\frac{Msy}{Mrx}$	$\frac{Msx}{Mry} \geq 1.5$	$\frac{Msy}{Mrx} \geq 1.5$
219320.91	399365.30	27215.26	24638.40	8.90	14.67	CV	CV

-Commentaire :

-Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc est stable vis-à-vis le renversement.

IV .6.5 .Vérification des déplacements :

a. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment :

-On a : d = R δek

δek : déplacement théorique dû aux forces sismiques Fi

R : coefficient de comportement

-Déformation sous l'effet de la force Ed :

d = δ x. R = 0. 76 x 5 = 3.80 cm < H/250 = 1944/250 = 7.77cm. CV

d = δ y. R = 0.63 x 5 = 3.15 cm < H/250 = 1944/250 = 7.77cm. CV

-Commentaire :

-Les déplacements en tête sont inférieur au les déplacements admissible dans les deux directions.

b. Vérifications du déplacement inter- étage :

Tableau IV.30: Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
19.44	0.76	3.79			
16.20	0.62	3.09	0.69	3.24	Oui
12.96	0.47	2.34	0.76	3.24	Oui
9.72	0.32	1.58	0.75	3.24	Oui
6.48	0.17	0.87	0.71	3.24	Oui
3.24	0.06	0.30	0.56	3.24	Oui
0.00	0.00	0.00	0.30	3.24	Oui

Tableau IV.31 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
19.44	0.63	3.15			
16.20	0.51	2.92	0.62	3.24	Oui
12.96	0.38	2.27	0.65	3.24	Oui
9.72	0.26	1.62	0.63	3.24	Oui
6.48	0.14	1.01	0.58	3.24	Oui
3.24	0.05	0.49	0.45	3.24	Oui
0.00	0.00	0.12	0.25	3.24	Oui

-Commentaire :

-Les déplacements inter- étage sont inférieur a les déplacements admissible dans les deux directions (x ;y).

IV.6.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1]. [Art.5.9]

Tableau IV.32 : Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	Δ_{kx} (m)	θ	θ≤ 0,10
19.44	4147.08	450.79	0.0069	0.0197	C.V
16.20	5019.62	454.70	0.0076	0.0259	C.V
12.96	5087.94	368.71	0.0075	0.0322	C.V
9.72	5148.21	279.81	0.0071	0.0404	C.V
6.48	5211.04	188.82	0.0056	0.0482	C.V
3.24	5282.93	95.71	0.0030	0.0516	C.V

Tableau IV.33 : Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	Δ_{ky} (m)	θ	θ≤ 0,10
19.44	4147.08	491.03	0.0062	0.0161	C.V
16.20	5019.62	495.28	0.0065	0.0202	C.V
12.96	5087.94	401.62	0.0063	0.0247	C.V
9.72	5148.21	304.78	0.0058	0.0301	C.V
6.48	5211.04	205.67	0.0045	0.0351	C.V
3.24	5282.93	104.25	0.0025	0.0387	C.V

-Commentaire :

-On a remarque d'après les tableaux que cette structure est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV. 6.7. Vérification de cisaillement des éléments :

$\boldsymbol{\tau \leq \overline{\tau}}$ Avec $\boldsymbol{\tau = \frac{T}{b.d}}$

-Pour les poutres

On a une : Fissuration peu nuisible $\boldsymbol{\overline{\tau} = \min (0.2 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b} ; 5\ Mpa)}$

Fissuration prédijuciable $\boldsymbol{\overline{\tau} = \min (0.15 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b} ; 4\ Mpa)}$

-Pour les poteaux :

$$\boldsymbol{\overline{\tau} = \rho d . fc_{28}}$$

$\rho d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda > 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$

$\lambda = \frac{Lf}{i}$; $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ (section rectangulaire) ; Lf =0.7L

a -Les poutres :

Tableau IV.34 : Vérification de cisaillement des poutres

Eléments	section	Vu (Kn)	Combinaison	τ (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
P. principales	30x45	98.34	1.35G+1.5Q	0.77	3.33	cv
P. secondaires	30x35	100.52	G+Q+Edx	1.03	3.26	cv
P. palières	30x30	10.24	G+Q+Edx	0.12	3.26	cv
Longrine	30x30	25.45	1.35G+1.5Q	0.31	3.26	cv

b -Les poteaux :

Tableau IV.35 : Vérification des efforts tranchant des poteaux

Eléments	sens	fissuration	V_u (Kn)	Combinaison	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteaux 40x40	X	préjudiciable	25.84	G+Q+Edx	0.17	1	CV
	Y	préjudiciable	43.84	G+Q+Edy	0.29	1.87	CV
Poteaux 35x35	X	peu nuisible	27.59	G+Q+Edx	0.24	1	CV
	Y	préjudiciable	36.33	G+Q+Edy	0.31	1.87	CV
Poteaux 30x30	X	préjudiciable	22.95	G+Q+Edx	0.27	1	CV
	Y	préjudiciable	25.95	G+Q+Edy	0.31	1.87	CV

-Commentaire :

-Les contraintes de cisaillements des éléments (poutres et poteaux) sont réduites à cause de la présence des voiles, donc la section des (poteaux et poutre) sont suffisantes pour équilibré les contraintes de cisaillement.

IV.6.9. Vérification de l effort normal réduit : [1].[Art.7.4.3.1]

-Outre les vérifications prescrites par le **(C.B.A93)** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{Nd}{Bc * fc28} \leq 0.3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- fc28 : la résistance caractéristique de béton.

Section des poteaux a la base 40x40

Tableau. IV.36: Vérifications des sollicitations normales.

forme	sens	combinaisons	N_d (Kn)	Bc (m2)	υ	υ≤0.3
poteaux 40x40	X	G+Q+Edx	1088.42	0.1444	0.31	Non
	Y	G+Q+Edy	1067.07	0.1444	0.29	Oui

-Commentaire :

-La section des poteaux choisis est non satisfaite à la condition de fragilité **υ ≤ 0.3**

-On adopte les sections suivantes :

- La poutre principale **:** **(30x 45)**
- La poutre secondaire **:** **(30x 35)**
- Les poteaux : **(50x50) ; (45x45) ; (40x40) ; (35x35) .**

-Conclusion :

-On choisi la deuxième variante a cause elle assure une bonne ductilité, un système dissipatif.



Ferraillage des éléments Structuraux

V.1.Introduction :

-Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le **'CBA93'** et **'RPA99'version 2003.**

-Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation ; nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du **CBA.[Art** B.6.1.2.1**]** :
  - E.L.U :1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- les combinaisons données par les règles **RPA.[Art 5.2]** :
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction:

-Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

- **Les sections:**
  - Poutres principales : **(bxh)** = (30x45) cm^2
  - Poutres secondaires : **(bxh)** = (30x35) cm^2

-On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau. V.1. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ_s=400 MPa

V.2.2. Recommandation du ' RPA99' :

V.2.2.a. Armatures longitudinales : [1].[Art .7.5.2.1].

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- ❖ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone IIa.
- ❖ A Travée et appui $\geq A_{min}$ CBA et A_{min} RPA.
- ❖ A Travée et appui $\leq A_{max}$ RPA.

V.2.2.b. Armatures transversales : [1].[Art .7.5.2.1].

- ❖ La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0{,}003.\ S_t.b$

$$\begin{cases} S_t \leq h/2 & \text{en Zone courante.} \\ S_t \leq \min(h/4\ ;\ 12\phi_l) & \text{Zone nodale.} \end{cases}$$

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ **Selon le CBA93 (A.7.1.2):**

-La section des armatures longitudinales est :**[2].[Art.7.1.2)]** $A \geq A_{min} = \dfrac{b.h}{1000}$

-L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que :

$S_t \leq \min[0{,}9d;\ 40cm]$

$$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0{,}4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0{,}3f_{c28}.K)}{0{,}9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, $\alpha = 90^0$

Le diamètre des armatures transversales est donné par : **[2].[Art. 6.4.2]**

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10}\right]$$

V.2.3.Calcul des armatures longitudinales:

-Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau. V.2. Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse).

Etage		M_u (KN.m)	combinaison	$A_{Calculé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)		A_{chois} (cm^2)	
					CBA	RPA		
Terrasse	travée	63.51	1.35G+1.5Q	4.5	1.35	6.75	6.47	**3HA12+ 2HA14**
	appuis	-68.40	1.35G+1.5Q	4.9	1.35	6.75	6.47	**3HA12+ 2HA14**
Etages	travée	57.44	1.35G+1.5Q	4	1.35	6.75	5.65	**5HA12**
	appuis	-74.23	G+Q+Edy	4.5	1.35	6.75	5.65	**5HA12**

Tableau. V.3. Section des armatures longitudinales des poutres secondaires.

Etage		M_u (KN.m)	combinaison	$A_{Calculé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)		A_{chois} (cm^2)	
					CBA	RPA		
Terrasse	travée	16.66	1.35G+1.5Q	1.5	1.05	5.25	3.39	**3HA12**
	appuis	-27.08	G+Q+Edx	2.1	1.05	5.25	3.39	**3HA12**
Etages	travée	23.96	1.35G+1.5Q	2.2	1.05	5.25	3.39	**3HA12**
	appuis	-32.86	G+Q+Edy	2.6	1.05	5.25	3.39	**3HA12**

❖ **Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b}$ =0.6f_{c28} =15MPa

y: est déterminé à partir de l'équation:

$by^2/2+15A'_s(y-c')-15A_s(d-y)=0$.

$I=b.y^3/3+15A'_s(y-c')^2+15A_s(d-y)^2$.

- Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier

✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

✓ $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Avec : $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}] = 202MPa$

-Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau. V.4. Vérification des poutres principales à l'E.L.S.

Niv	Position	M_{ser} (KN.m)	fissuration	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Travée	46.45	préjudiciable	6.47	6	15	C.V	189.2	202	C.V
	appuis	-50.07	préjudiciable	6.47	6.5	15	C.V	201.6	202	C.V
étages	Travée	41.76	Peu nuisible	5.65	5.6	15	C.V	193.5	202	C.V
	appuis	-42.35	Peu nuisible	5.65	5.7	15	C.V	196.3	202	C.V

Tableau. V.5. Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.

Niv	Position	M_{ser} (KN.m)	fissuration	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Travée	12.18	préjudiciable	3.39	1.9	15	C.V	22.	202	C.V
	appuis	-9.36	préjudiciable	3.39	1.3	15	C.V	16.9	202	C.V
	Travée	17.35	Peu nuisible	3.39	4.4	15	C.V	172.9	202	C.V
	appuis	-14.62	préjudiciable	3.39	3.7	15	C.V	145.7	202	C.V

❖ **Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :**

Tableau. V.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.

	Posi	A_{chois} (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min} CBA = 1,35 cm^2	A_{min} RPA = 6,75cm^2	$A_{t\,max}$ RPA = 54 cm^2	$A_{a\,max}$ RPA =81cm^2
terrasse	Travée	6.47	9.86	C.V	C.V	C.V	C.V
	Appui	6.47	9.86	C.V	C.V	C.V	C.V
étages	Travée	5.65	9.04	C.V	C.V	C.V	C.V
	Appui	5.65	9.04	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau .V.7. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.

	Posi.	A_{chois} (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min} CBA = 1,05 cm^2	A_{min} RPA = 5,25cm^2	$A_{t\,max}$ RPA = 42 cm^2	$A_{a\,max}$ RPA =63cm^2
terrasse	travée	3,39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V
	Appui	3,39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V
étages	travée	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V
	Appui	3.39	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V

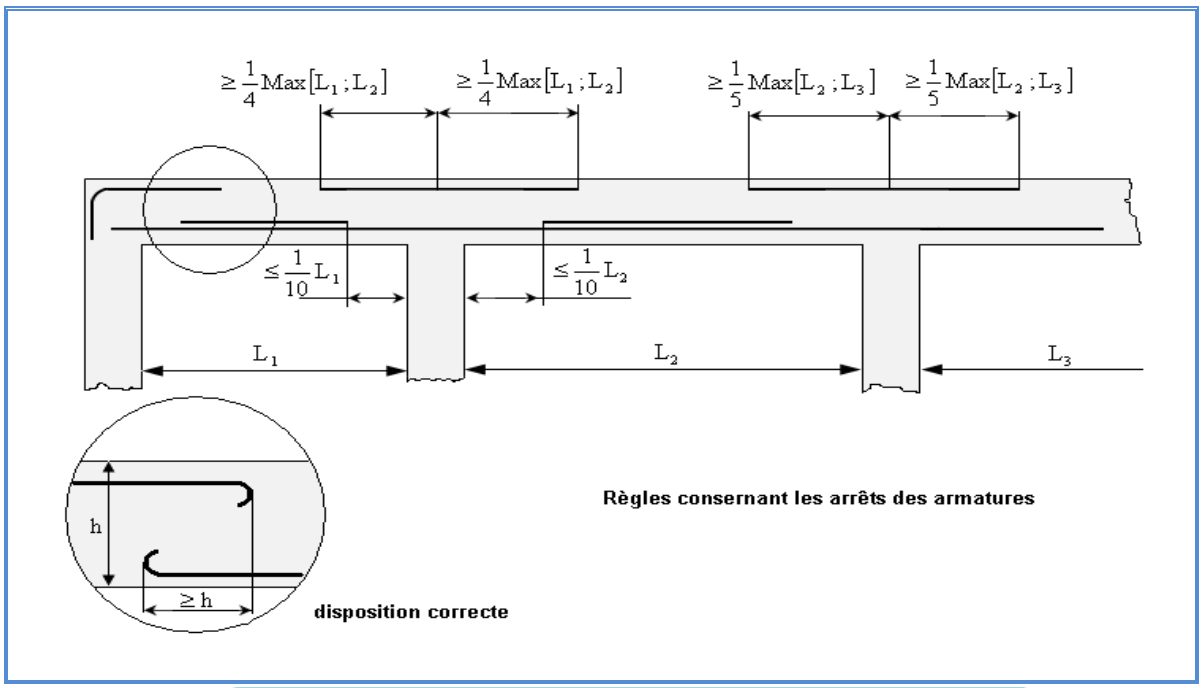


Figure. V.1. Disposition des armatures pour les poutres porteuse.

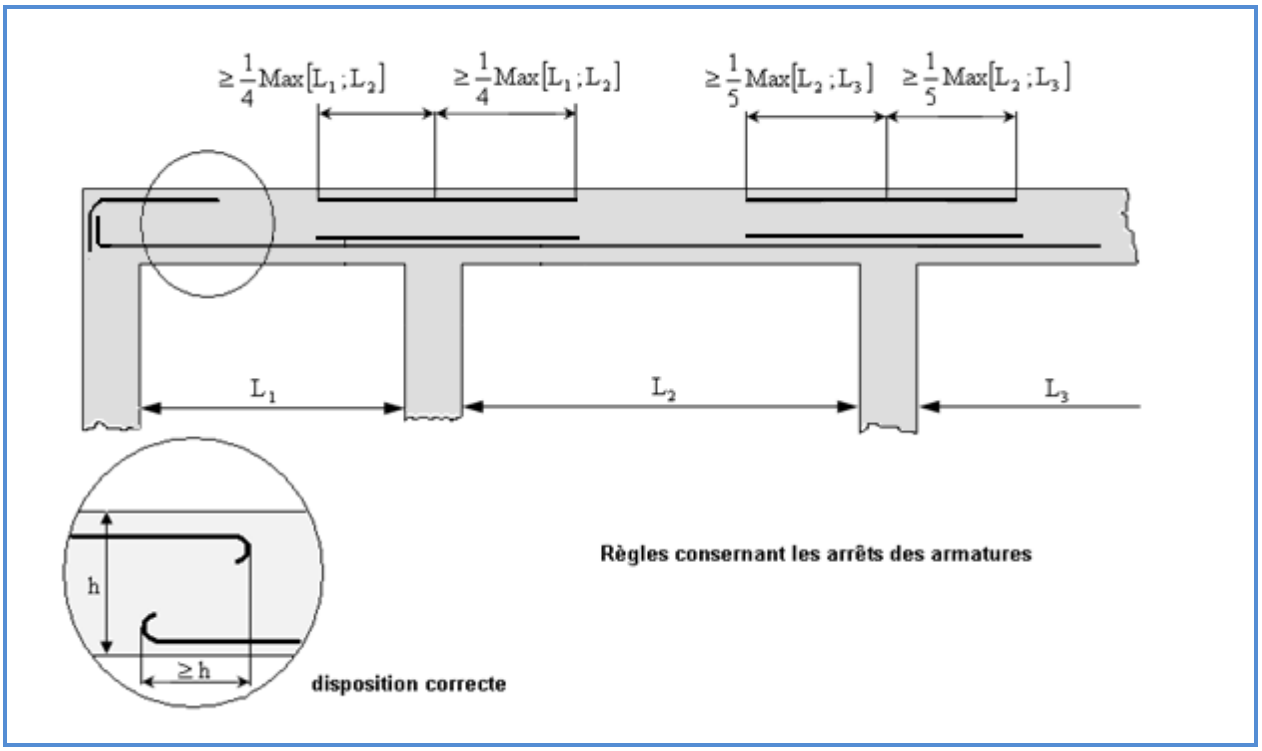


Figure. V.2. Disposition des armatures pour les poutres non porteuse.

❖ **Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

Tableau. V.8. Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0,15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0,2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2,5MPa$	$\bar{\tau}_u = 3,33MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3,26MPa$	$\bar{\tau}_u = 4,34MPa$

V.2.4.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type haute adhérence de nuance FeE400.

-D'après **CBA 93** :
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq \tau_u\ /2;0.4MPa \end{cases}$$

-D'après le R.P.A 99 v 2003, on a:

- La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$A_t \geq 0.003.S_t.b \qquad [1]$$

- L'espacement maximal est limité à :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}\,[h/4,\ 12\phi] & \textit{en zone nodale.} \quad [1] \\ S_t \leq h/2 & \textit{en zone courante.} \quad [1] \end{cases}$$

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

Tableau. V.9. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.

		CBA 93		RPA 99 Ver 2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u	St(cm)	A_t cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x35	1.06	29.25	2,01	8.75	17.5	0.78	10	15	**4HA8=2.01**
30x45	0.76	38.25	2,01	11.25	22.5	1.01	10	15	**4HA8=2.01**

V.2.5.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$
- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$

❖ $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend K = 0,75

Tableau. V.10. Vérification de la flèche des poutres.

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
PP	0,086	0,062	C.V	0,087	0,075	C.V	0,0050	0,0105	C.V
PS	0,067	0,062	C.V	0,077	0,075	C.V	0,0034	0,0105	C.V

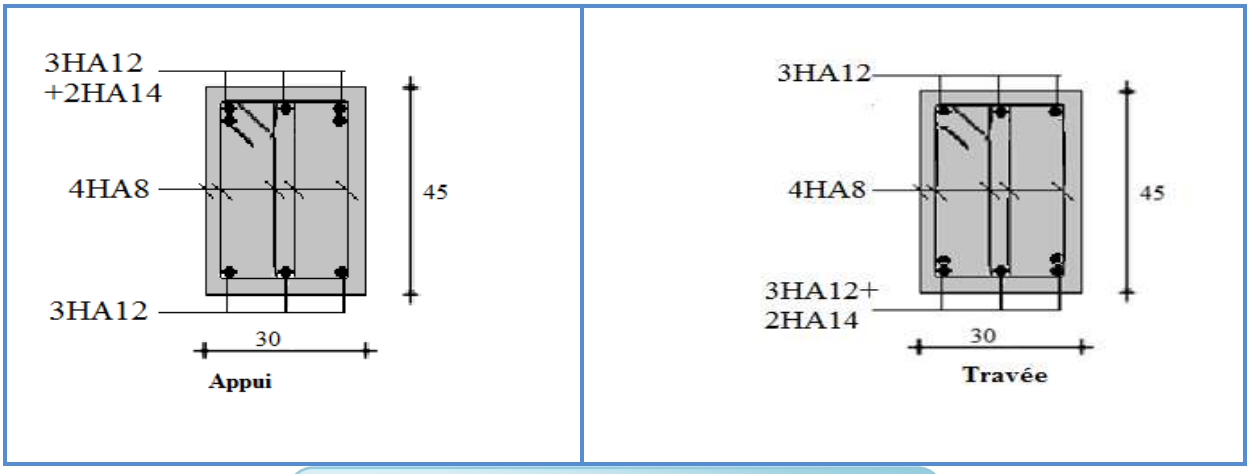


Figure. V.3. Ferraillages des poutres principales.

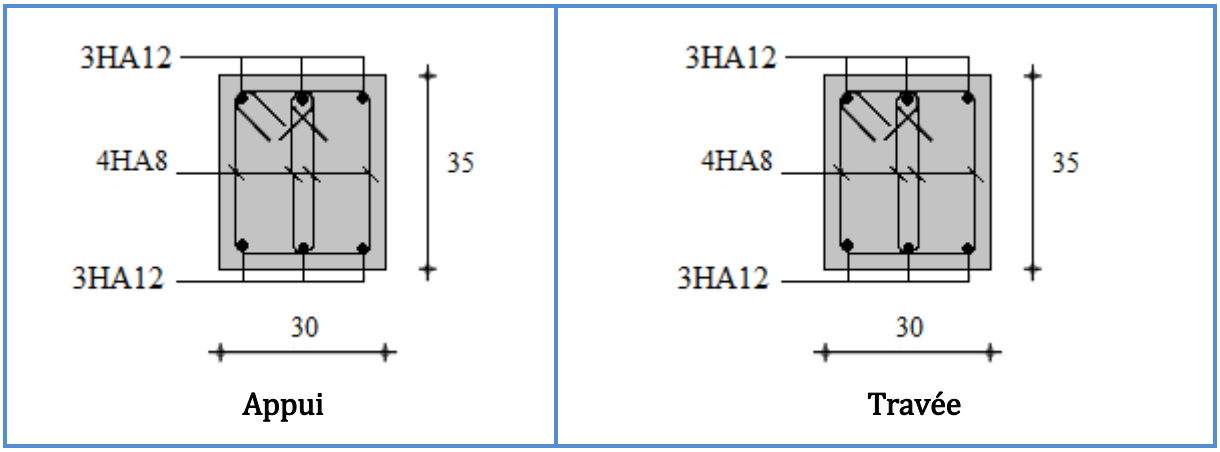


Figure. V.4. Ferraillages des poutres secondaires.

V.3.Ferraillage des poteaux :

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

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

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

1. $(N_{max} ; M_{corr})$.
2. $(M_{max} ; N_{corr})$.
3. $(N_{min} ; M_{corr})$.

V.3.1. Recommandations des règlements :

✓ **Selon le RAP 99 version 2003:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par:

$$0.8\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \qquad \text{(Zone courante).}$$

$$0.8\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \qquad \text{(Zone de recouvrement).}$$

- Le diamètre minium est de 12mm.
- La langueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa .

✓ **Selon le CBA 93:**

$$A = \min \begin{cases} 4\,cm^2 \text{ pour } 1m \text{ de largeur} \\ 0.1\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 5\% \end{cases}$$

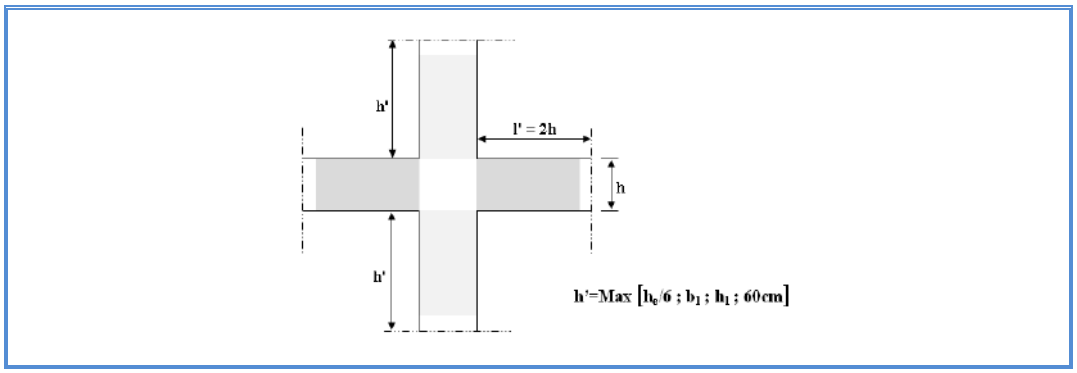


Figure. V.5. Définition de la zone nodale dans les poteaux.

V.3.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003 Art [5.2]**

- G +Q ± E
- 0,8G ± E
- G +Q ±1,2 E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- M_{max} et son N_{corr}.
- N_{max} et son M_{corr}.
- N_{min} et son M_{corr}.

➢ **Etat limite ultime de stabilité de forme:**

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

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N + e_a}$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^{\,2} (2 + \alpha.\varphi)}{10^4.h}$$

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

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

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

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

L_f : Longueur de flambement.

L: longueur libre du poteau.

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

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

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.3.3. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau. V.11. détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU.

Niveau (m)	Cas	Combinaison	N (Kn)	Mx (Kn.m)	My (kN.m)	Ax (cm²)	Ay (cm²)	A_{min} (cm²)	Achoisi (cm²)
Pot (35x35)	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-12.13	0.06	2.02	5.6	5.6	9.80	10.68
	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	63.39	18.10	42.25	5.6	5.6	9.80	10.68
	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	186.29	12.47	-14.41	5.6	5.6	9.80	10.68
Pot (35x35)	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-39.05	16.14	8.91	5.6	5.6	9.80	12.32
	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdX	224.63	21.14	36.43	5.6	5.6	9.80	12.32
	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	428.03	10.73	-14.05	5.6	5.6	9.80	12.32
Pot (40x40)	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-16.73	0.34	9.50	6.4	6.4	12.80	14.20
	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	6.4	40.66	21.38	6.4	6.4	12.80	14.20
	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	676.26	-15.13	-20.08	6.4	6.4	12.80	14.20
Pot (40x40)	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	338.62	34.13	19.28	6.4	6.4	12.80	14.20
	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	925.37	-12.34	-16.21	6.4	6.4	12.80	14.02
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-75.1	1.06	7.92	6.4	6.4	12.80	14.20
Pot (45x45)	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-218.29	2.01	8.45	3.6	3.6	16.20	20.36
	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	432.58	42.94	22.36	3.6	3.6	16.20	20.36
	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1186.97	-16.27	-22.90	3.6	3.6	16.20	20.36
Pot (45x45)	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-385.53	3.24	3.31	4.8	4.8	16.20	20.36
	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdX	781.13	4.02	29.06	3.6	3.6	16.20	20.36
	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1462.8	7.2	-7.19	7.2	7.2	16.20	20.36

Tableau. V.12. vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements.

Section	A_{total} (cm^2)	A_{min} (CBA93) (cm^2)	A_{min} (RPA99) (cm^2)	vérification
Poteaux 45x45	4HA16+8HA14=20,36	2,025	16,2	cv
Poteaux 40x40	4HA16+4HA14=14,20	1,6	12,8	cv
Poteaux 35x35	8HA14=12.32	1,22	9,8	cv

- **Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :**

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

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

La fissuration est considérée:

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

Pas de vérification à faire.

✓ Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,MPa; 201.63\,MPa\right] = 201,63\,MPa$$

Tableau. V.13. Vérification des armatures à ELS des poteaux.

Section	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)	
Pot (35x35)	G+Q	14.54	1.30	-1.00	0.7	9.9	7.9	15.00	201.63	Les états limite de service sont satisfaits.
	G+Q	114.36	4.16	26.85	4.5	50	47.7	15.00	201.63	
	G+Q	136.46	-10.58	9.11	2.8	12.8	35.8	15.00	201.63	
Pot (35x35)	G+Q	58.57	4.21	8.82	2.7	0.00	35.1	15.00	201.63	
	G+Q	248.93	4.44	19.16	3.8	6.0	46.4	15.00	201.63	
	G+Q	313.33	-10.32	7.84	3.3	0.00	44.9	15.00	201.63	
Pot (40x40)	G+Q	95.39	4.93	-0.38	0.8	0.00	10.4	15.00	201.63	
	G+Q	352.29	33.63	-3.77	4.1	10.1	52.3	15.00	201.63	
	G+Q	494.98	-14.76	-11.04	3.7	0.00	50.9	15.00	201.63	
Pot (40x40)	G+Q	483.73	26.51	-3.06	4	0.00	52.6	15.00	201.63	
	G+Q	677.26	-11.91	-9.01	4.1	0.00	58.7	15.00	201.63	
	G+Q	129.02	4.04	0.41	0.9	0.00	12.1	15.00	201.63	
Pot (45x45)	G+Q	176.29	4.80	0.76	0.9	0.00	12..4	15.00	201.63	
	G+Q	620.83	35.12	-3.77	4.00	0.00	53.6	15.00	201.63	
	G+Q	868.76	-16.82	-11.86	4.1	0.00	58.8	15.00	201.63	
Pot (45x45)	G+Q	217.71	3.83	0.88	1.00	0.00	14.2	15.00	201.63	
	G+Q	917.31	2.51	2.61	3.6	0.00	52.2	15.00	201.63	
	G+Q	1070.73	-5.27	-3.63	3.9	0.00	58.3	15.00	201.63	

V.3.4.Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

✓ **Selon le CBA93** :

❖ Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $Ø_t$ est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right] \ldots\ldots\ldots (6.35)$$

Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

❖ $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

❖ Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante [2].[A.5.1.2.3]:

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

❖ $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

✓ **Selon le RPA99 version 2003 :**

❖ D'après l'article 7.4.2.2, On a

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

❖ Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale: $St \leq$ Min (10ϕ, 15cm) en zone IIa .
- Dans la zone courante: $St \leq 15\phi_l$ en zone IIa .

❖ La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

❖ Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

❖ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{Cheminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

✓ ***Application des recommandations.***

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : f_e =400MPa

Tableau. V.14. détermination des 'armatures

Section cm^2	V_u kN	A_t cm^2	λ_g	P	St_{cal} cm	Zone	St_{finale} cm	A choisie cm^2
45x45	44.36	1.92	4.49	3.75	6.84	courante	13	4HA8=2.01
						nodale	10	4HA8=2.01
40x40	37.36	2.75	5.05	2.5	7.17	courante	13	4HA8=2.01
						nodale	10	4HA8=2.01
35x35	29.31	2.75	5.78	2.5	7.28	courante	13	4HA8=2.01
						nodale	10	4HA8=2.01

Tableau. V.15. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale

Section (cm^2)	zone	$\frac{At}{St*b}(\%)$	λ_g	$\frac{At}{St*b} > 0.3\%$	$\frac{At}{St*b} > 0.55\%$
45x45	nodale	0.45	4.49	-	Vérifiée
	Courante	0.34	4.49	-	Vérifiée
40x40	nodale	0.50	5.05	Vérifiée	-
	Courante	0.38	5.05	Vérifiée	-
35x35	nodale	0.57	5.78	Vérifiée	-
	Courante	0.44	5.78	Vérifiée	-

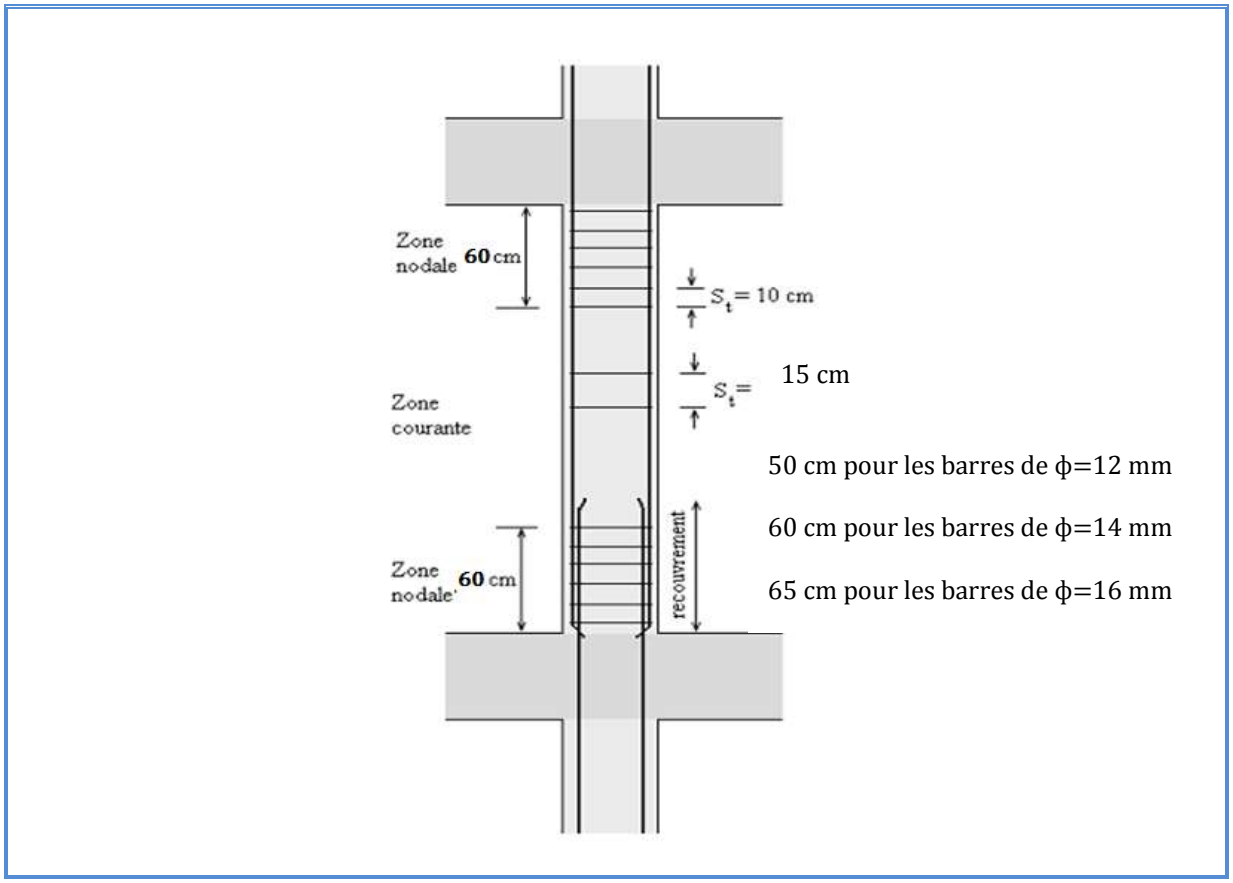


Figure. V.6. Disposition des armatures pour les poteaux.

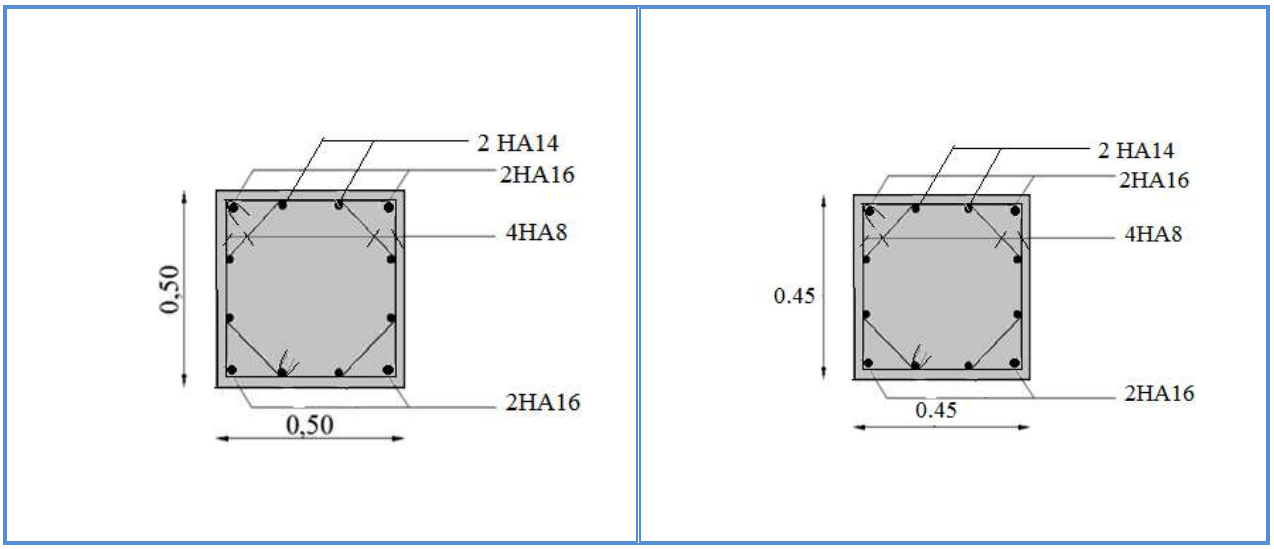


Figure. V.7. Ferraillage des poteaux des Sous sols, RDC ,1er étage

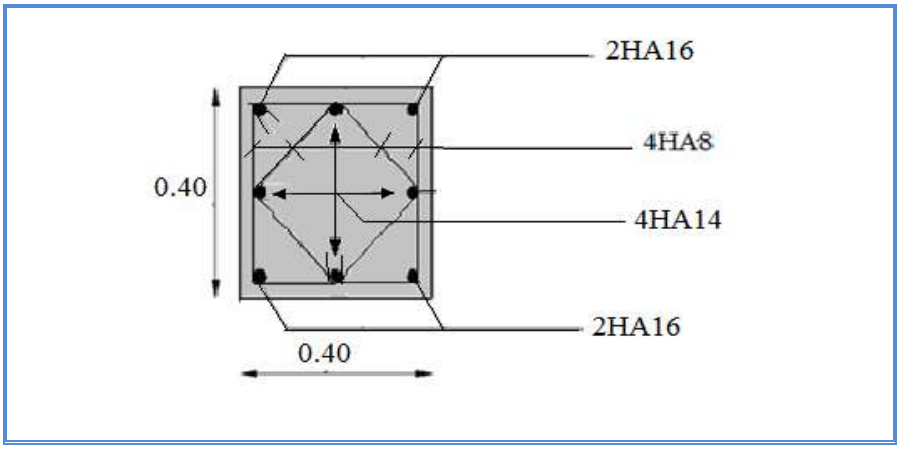


Figure. V.8. Ferraillage des poteaux des étages 2ème ,3ème étage.

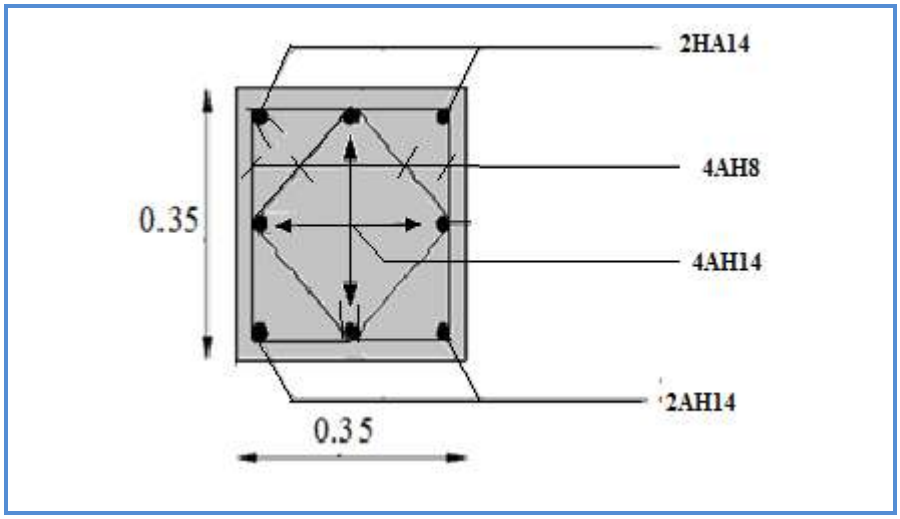


Figure. V.9. Ferraillage des poteaux des étages 4ème ,5ème étage.

V.4. Ferraillage des voiles:

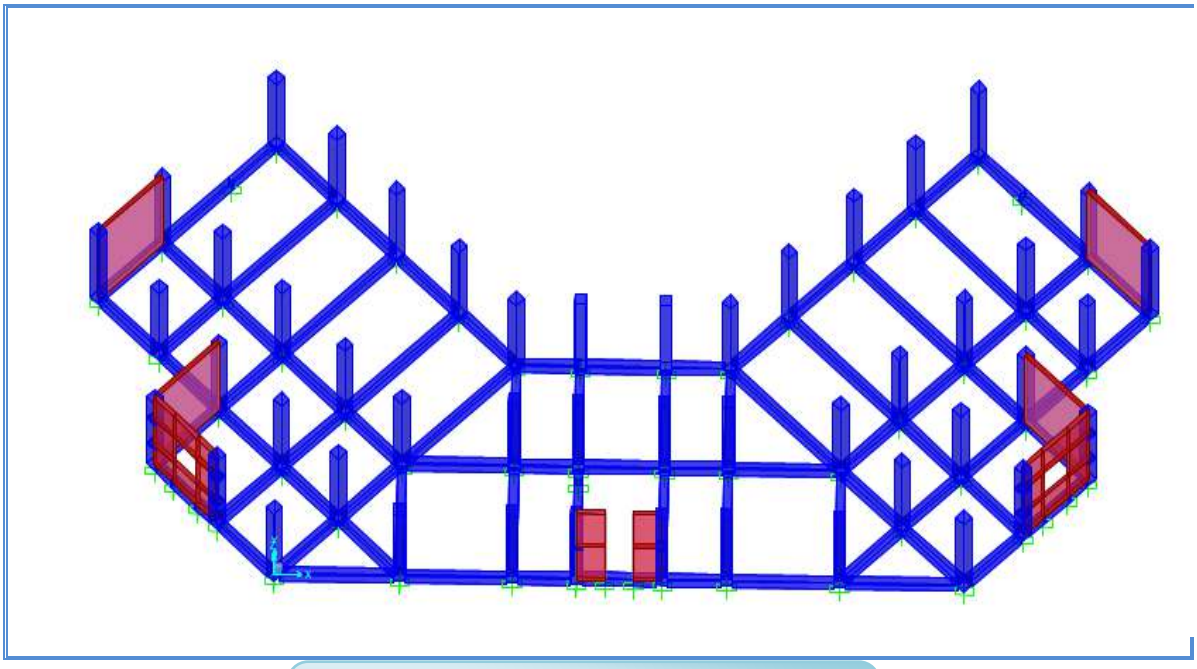


Figure. V.10. Disposition des voiles.

V.4.1. Les voiles pleins:

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

- ❖ Les armatures verticales.
- ❖ Les armatures transversales.
- ❖ Les armatures horizontales.
- ❖ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.2.a. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.b. Les linteaux:

-Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ❖ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ❖ Des aciers transversaux "A_t ".

V.4.3. Méthode de calcul:

-On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " ***NAVIER*** ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y$$

- S: section transversale du voile: S = a .L
- I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$
- L: la largeur du voile.
- a: épaisseur du voile.
- y: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

Cas1 : Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (La longueur tendue)}$$



Figure. V.11. Diagramme des contraintes (SPC).

Cas2 : Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue,la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \right] . L . a$$

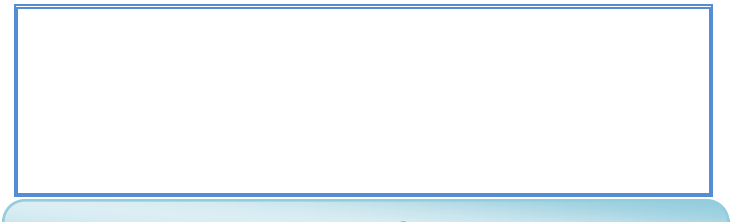


Figure. V.12. Diagramme des contraintes (SET).

Cas3 : Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement:

$$A_{min} = 0{,}15\%.a.L$$



Figure. V.13. Diagramme des contraintes (SEC).

V.4.3.a. Recommandations réglementaires:

❖ **Armatures verticales:**

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

- **Condition de non fragilité**

✓ **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec:

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue
-

✓ **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0{,}2\%B_t$; Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0{,}15\%B$; Dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0{,}1\%B$; Dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.
- a: épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

❖ **Armatures horizontales:**

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

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0{,}9d; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h \cdot f_{eh}}{0{,}4.a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h.0{,}9.f_{eh}}{\gamma_s.a.\tau_b}$$

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0,9 h: hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003):**

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

$$S_h \leq \min[1{,}5a; 30cm]$$

❖**Armatures transversales:**

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

V.4.3.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:

-La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1{,}5.a\,;\,30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

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

Figure. V.14. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.4. Calcul des ‘armatures verticales :

V.4.4.a. Détermination des armatures a l’ELU de résistance :

Tableau. V.16. Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ $_s$=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ $_s$=400 MPa

Les résultats du calcul des armatures à l’ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

Tableau. V.17. Les voiles pleines inclinés (sens X et Y), L=3,12. m.

Niv.	S (cm²)	N	M	situ	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)		S_v (cm)	A_{adopt} (cm²)	Choix Pour Le voile
						CBA	RPA			
RDC	15×312	1531.04	1012.76	ACC	13.1	4.68	9.36	20	2x15.83	2× (14HA12)
Etages	15×312	1174.34	615.85	ACC	13.1	4.68	9.36	20	2x15.83	2× (14HA12)

Tableau. V.18. Les voiles pleines inclinés (sens X et Y), L=3.09m.

Niv.	S (cm²)	N	M	situ	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)		S_v (cm)	A_{adopt} (cm²)	Choix Pour Le voile
						CBA	RPA			
RDC	15×309	888.25	868.25	ACC	13	4.63	9.27	20	2x13.57	2× (12HA12)
Etages	15×309	821.00	488.18	ACC	13	4.63	9.27	20	2x13.57	2× (12HA12)

Tableau. V.19. Les trumeaux, L=1.00 m.

Niv.	S (cm²)	N	M	Situ	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)		S_v (cm)		A_{adopt} (cm²)	Choix Pour Le voile
						CBA	RPA	Z.C	Z.N		
RDC	15×1.00	538.07	133.06	ACC	3.7	1.06	2.32	15	10	2x4.71	2×6HA10)
Etages	15×1.00	430.40	86.24	ACC	3.7	1.06	2.32	15	10	2x4.71	2×6HA10)

V.4.4.b. L'espacement:

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v \leq \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\ \text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 22.5\ \text{cm} \\ 30\ \text{cm} \end{cases}$$

Avec:

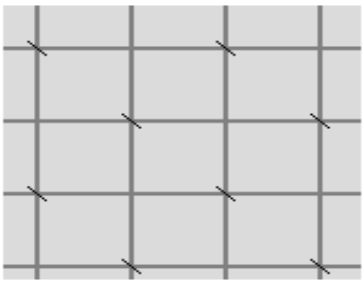
- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

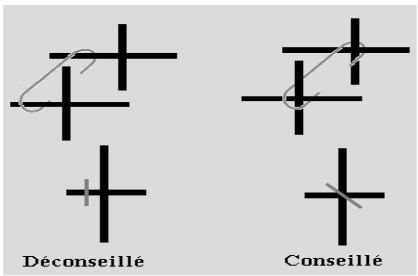
Les espacements adoptés pour chaque voile sont indiquées dans les tableaux précédents.

V.4.5.Calcul des 'armatures transversales :

-Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

L'acier choisi pour les armatures transversales est du type rond lisse de nuance FeE 235.





Disposition des épingles

Figure. V.15. Les armatures transversales et les épingles.

Pour notre structure, toutes les longueurs de recouvrement sont : l_r=40.ϕ=50 cm

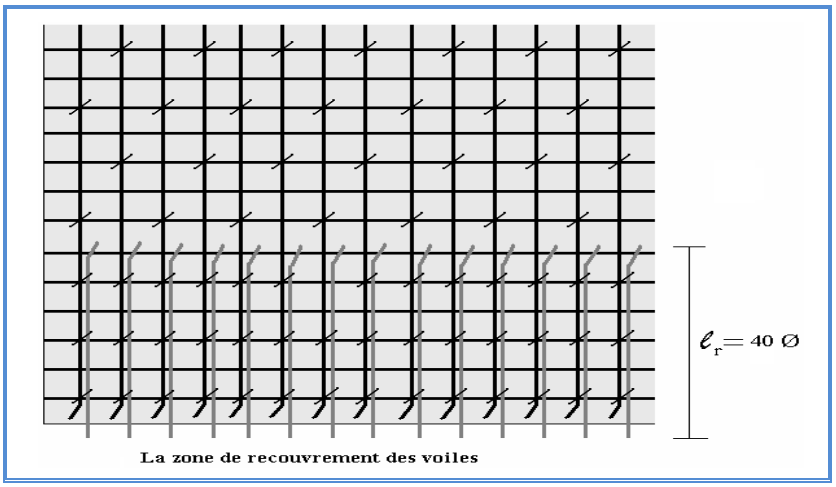


Figure. V.16. La zone de recouvrement des voiles.

V.4.6.Calcul des ‘armatures horizontales :

-Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques. Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99 ver2003, on adoptera les sections minimales de ce dernier.

✓ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

-Dans le règlement (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec: $\bar{V} = 1{,}4 \times V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9.h.
- h : hauteur totale de la section brute.

-Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : A_t=2. a_t

-Leur espacement doit satisfaire l’inégalité suivante : [2].[A.5.1.2.3]

$$\phi t \leq \frac{1}{10}.a \qquad \phi t = 1 \text{ cm}$$

$$S_h \leq \frac{A*h}{0.003}$$

$S_h \leq \min(1.5a ; 30)$ [2].[Art 7.7.4.3]

Comme At est. connue, alors: $At=1.at = \pi\phi t^2/4 = 0.785\ cm^2$ = 1HA10

H= 324-35=289cm, S_t = 20 cm. On an 15 barres horizontaux.

Donc ; $A_h = 11.78\ cm^2$ = 15HA10

Amin=0.15*h*e.

Et on doit vérifier que : $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm)$ **CBA93**

$S_t \leq \min(1,5a; 30cm)$ [1]**[Art 7.7.4.3]**

V.4.7.Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les voiles pleines :

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau. V.20. Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines.

Niv.	L (m)	V_u (KN)	$\overline{V_u}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	S_h (cm)		S_h choisi (cm)	A_h (cm^2)	A_{min} RPA	A_h choisi (cm^2)
						RPA	CBA				
Etages	3.12	303.85	425.39	0.9	5,00	22,5	40	20	11.78	6.50	**15HA10**
	3.09	169.63	237.48	0.51	5,00	22,5	40	20	11.78	6.50	**15HA10**
	1.00	7.89	11.04	0.073	5,00	22,5	40	20	11.78	6.50	**15HA10**
RDC	3.12	286.21	400.69	0.85	5,00	22,5	40	20	11.78	6.50	**15HA10**
	3.09	259.79	363.70	0.78	5,00	22,5	40	20	11.78	6.50	**15HA10**
	1.00	7.40	10.36	0.069	5,00	22,5	40	20	11.78	6.50	**15HA10**

❖ **Schémas des voiles pleins :**

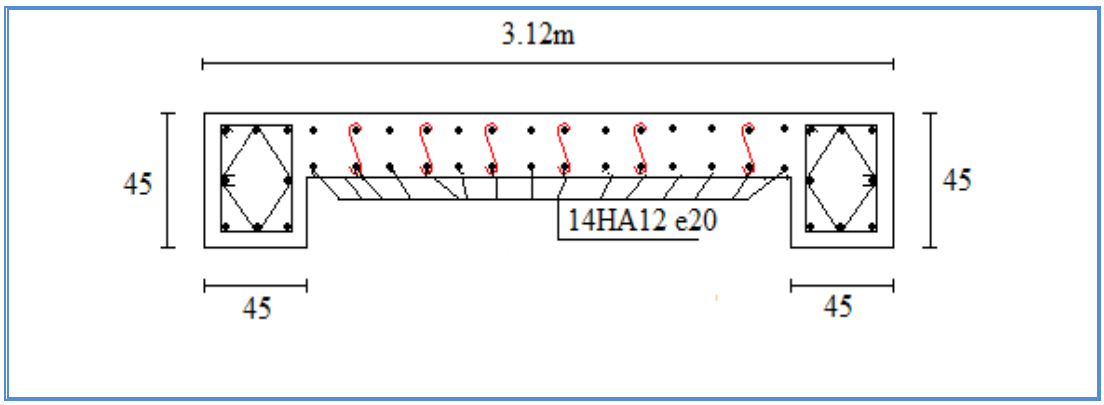


Figure. V.17. Disposition des armatures dans le voile 15x312cm^2

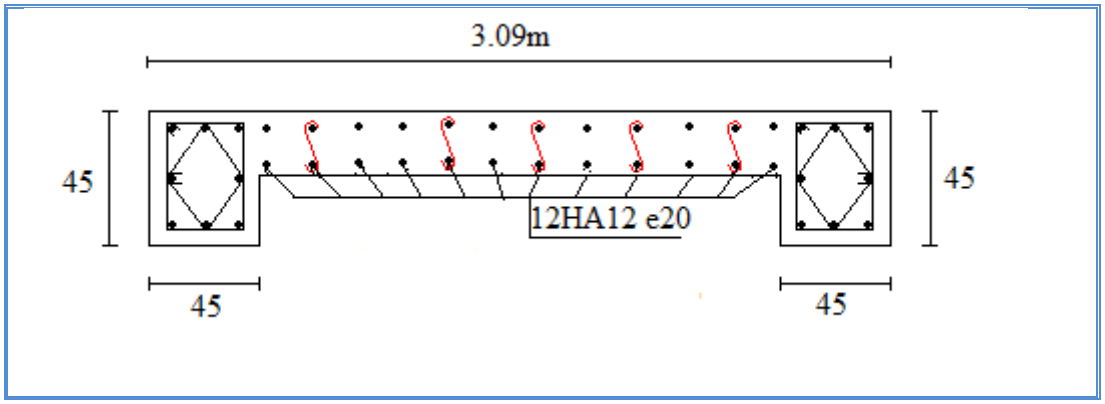


Figure. V.18. Disposition des armatures dans le voile 15x309cm^2

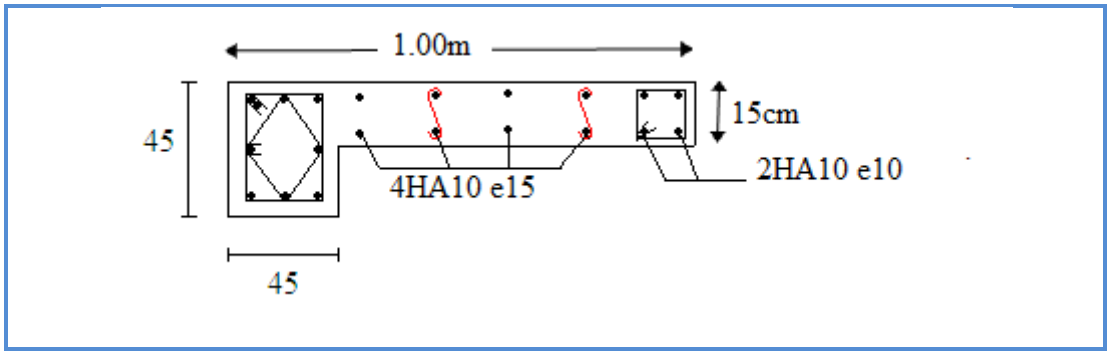


Figure. V.19. Disposition des armatures dans le voile 15x100cm^2

V.4.8.Voiles avec ouvertures :

V.4.8.1.Les trumeaux :

- **a. Les Armatures verticaux**

a.1. Détermination des armatures a l'ELU.

Tableau. V.21. Calcul de l'armature verticale des trumeaux

niveau	voile	S	N	M	situation	type	A_{cal}	A_{cal}	$A_{min\ RPA}$	$A_{min\ CBA}$	S_v	choix
RDC	V3	0.975*0.15	586.00	154.95	ACC	SPC	4.5	4.5	2.92	0.73	13	8HA10= 6.28
1ere	V3	0.975*0.15	351.59	142.75	ACC	SPC	4.5	4.5	2.92	0.73	13	8HA10= 6.28
1er	V3	0.975*0.15	272.55	131.25	ACC	SPC	4.5	4.5	2.92	0.73	13	8HA10= 6.28
3ème	V3	0.975*0.15	187.35	96.59	ACC	SPC	4.5	4.5	2.92	0.73	13	8HA10= 6.28
4ème	V3	0.975*0.15	16.11	70.93	ACC	SPC	4.5	4.5	2.92	0.73	13	8HA10= 6.28
5ème	V3	0.975*0.15	55.25	46.35	ACC	SPC	4.5	4.5	2.92	0.73	13	8HA10= 6.28

a.2. Vérification à L'ELS.

Tableau. V.22. Vérification des armatures a ELS des trumeaux.

niveau	voile	S	N	M	A_{adop}	σ_b	σ_s	σ_s	vérification
RDC	V3	15x97.5	586.00	154.95	6.28	8.5	21.3	124.1	CV
1re	V3	15x97.5	351.59	142.75	6.28	7.3	63.8	104.4	CV
2eme	V3	15x97.5	272.55	131.25	6.28	6.6	77.4	93.9	CV
3eme	V3	15x97.5	187.35	96.59	6.28	4.8	62.6	68.6	CV
4eme	V3	15x97.5	16.11	70.93	6.28	3.5	56	49.5	CV
4eme	V3	15x97.5	55.25	46.35	6.28	1.8	15.6	25.6	CV

b.Les armatures horizontales :

Tableau. V.23. Vérification des armatures a ELS des trumeaux.

niveau	voile	e	h	V_U	T_u	$T_{u\ adm}$	ver	Oh	Sh	A_{min}RPA =0.15xhxe	choix	A_{final}
RDC	V3	15	324	126.43	0.40	5	oui	8	15	7.29	2*14HA8	7.04
1re	V3	15	324	118.84	0.38	5	oui	8	15	7.29	2*14HA8	7.04
2eme	V3	15	324	104.80	0.33	5	oui	8	15	7.29	2*14HA8	7.04
3eme	V3	15	324	75.23	0.24	5	oui	8	15	7.29	2*14HA8	7.04
4eme	V3	15	324	50.66	0.16	5	oui	8	15	7.29	2*14HA8	7.24
4eme	V3	15	324	15.58	0.05	5	oui	8	15	7.29	2*14HA8	7.24

V.4.8.2.Ferraillage des linteaux:

-Les voiles avec ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages « Linteaux »

➢ **Recommandations réglementaires**

❖ **Selon le CBA 93**

-Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99**

-Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\overline{V_u} = 1.4 V_u$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

V_u: effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage: on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion: A_l
- Des aciers transversaux: A_t
- Des aciers en partie courante: A_c

❖ **Premier cas: $\tau_b \leq 0{,}06\ f_{c28}$**

a. Aciers longitudinaux:

-Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_t \geq \frac{M}{Z.f_e} \quad \text{Avec } Z=h-2d'$$

- **M**: moment du à l'effort tranchant : ($\overline{T}$ =1,4T)
- **h**: hauteur totale du linteau.
- **d**: distance d'enrobage.

b. Aciers transversaux:

- **Premier sous cas:** linteau long (λ_g=l/h > 1)

-On a $S_t \leq \frac{A_t.f_e.z}{\overline{T}}$

- S_t : Espacement entre les armatures transversales.
- **A_t**: section d'armatures transversales.
- **L**: portée du linteau.
- Z = h – 2 d'

-Deuxième sous cas: linteau courts (λ_g=l/h ≤ 1)

On doit avoir:

$$S_t \leq \frac{A_t . f_e . L}{T + A_t . f_e}$$

$$T = \min(T_1, T_2) \; ; \; T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; T_2 = 2.T_u$$

Avec :

M_{ci} , M_{cj}: Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", est calculés par:

$$M_c = A_l . f_e . Z \quad \text{Avec:} \quad Z = h - 2d'$$

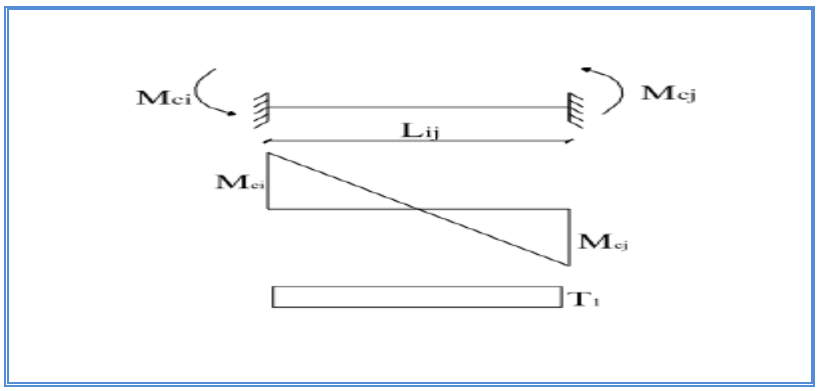


Figure. V.20. Moment et effort tranchant résistants dans le linteau.

✓ **Deuxième cas: $\tau_b > 0{,}06\ f_{c28}$**

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

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

Avec : tgα= (h-2d)/l

Et T=Tu calcul (sans majoration)

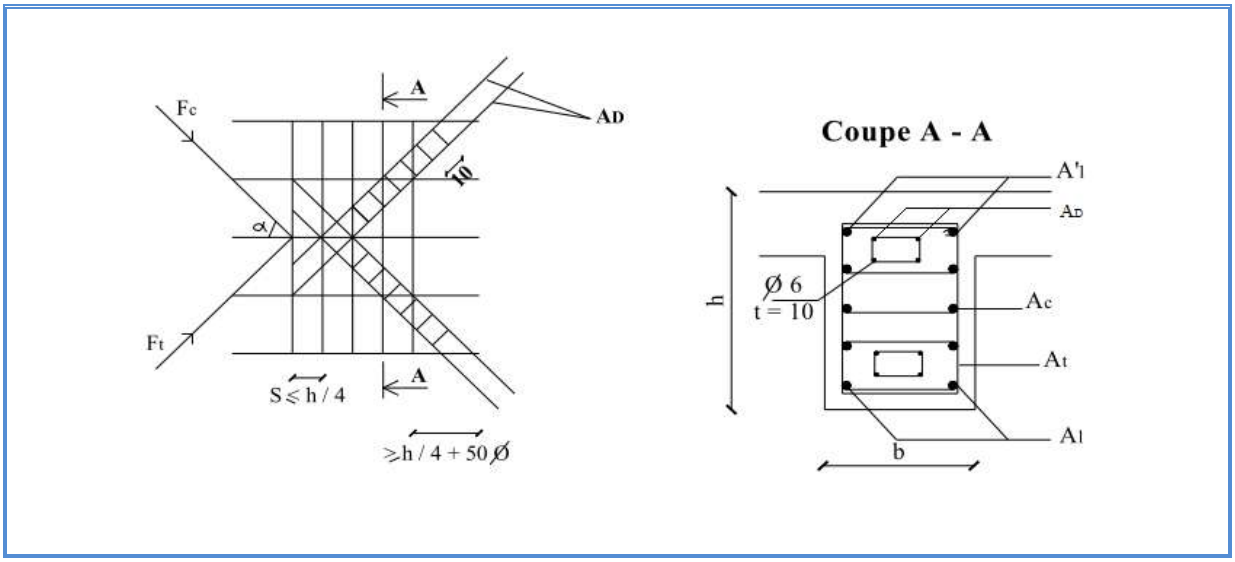


Figure. V.21. Armatures de linteaux.

❖ **Ferraillage minimal:**

✓ ***Selon le RPA 99, on a:***

$A_l \geq 0{,}15\,\% \, b.h$

$A_c \geq 0{,}2\% \, b.h$

$A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0{,}06 \, f_{c28}$

$A_D = 0{,}15\,\% \, b.h$ Si $\tau_b > 0{,}06 \, f_{c28}$

$A_t \geq 0{,}15\,\% \, b.s$ Si $\tau_b \leq 0{,}025 \, f_{c28}$

$A_t \geq 0{,}25\,\% \, b.s$ Si $\tau_b > 0{,}025 \, f_{c28}$

- **Calcul du ferraillage longitudinal :**

Caractéristiques du linteau: b = 0,15 m ; h = 2.04m ; d =1.99 m ; L = 1,2 m.

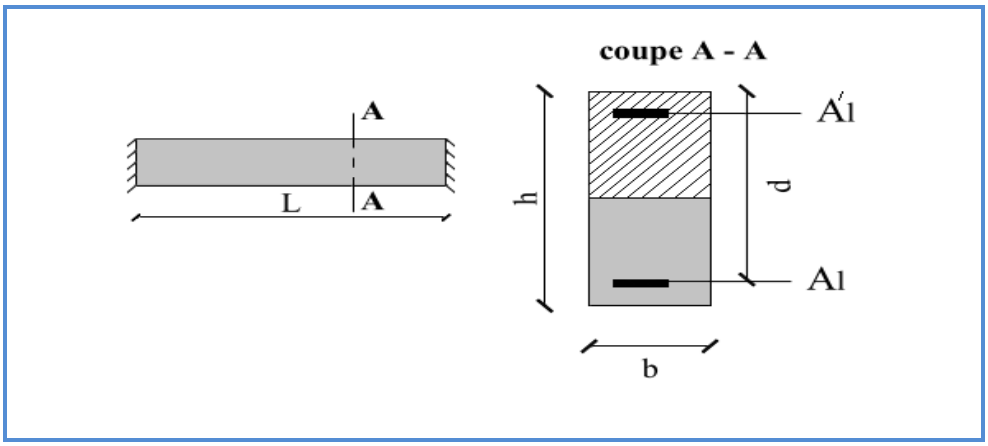


Figure. V.22. Section du linteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau. V.24. Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux.

	h (cm)	e (cm)	L (cm)	T kN	τ Mpa	τ≥0.06xfc28 =1.5	M	S_t cm	Al (cm²)		A_{choisi} cm^2
									A_{CAL}	A_{min}	
RDC / 1er	2.04	15	120	345.88	1.76	Traction / compression	139.03	20	4.59	4.59	4HA14= 6.16
1er / 2ème	2.04	15	120	342.85	1.74	Traction / compression	137.85	20	4.59	4.59	4HA14= 6.16
2ème / 3ème	2.04	15	120	289.05	1.47	Flexion simple	104.80	20	1.84	4.59	4HA8= 2.01
3ème / 4ème	2.04	15	120	220.68	1.12	Flexion simple	73.76	20	1.3	4.59	4HA8= 2.01
4ème/ 5ème	2.04	15	120	154.77	0.79	Flexion simple	31.57	20	0.56	4.59	4HA8= 2.01
5ème	1.04	15	120	69.25	0.69	Flexion simple	14.36	20	0.51	2.34	4HA8= 2.01

- **Les armateurs diagonaux.**

Tableau. V.25. Calcul les armatures diagonales

	A_D cm^2		A_{choisi} cm^2	A_t cm^2	S_t cm
	A_{CAL}	A_{min}			
RDC / 1er	5.02	5.02	4HA14=6.16	2Ø6	10
1er / 2eme	4.97	3.73	4HA14=6.16	2Ø6	10

- **Armatures transversales:**

Tableau. V.26. Calcul les armatures transversales.

niveau	section	λ	Vu	s (cm)	At	At_{min} RPA	$A_{choisis}$
RDC-1ére	15x156	0.58	345.88	15	0.56	0.56	2x(10HA10)=15.71
1ére-2éme	15x156	0.58	342.85	15	0.56	0.56	2x(10HA10)=15.71
2éme-3éme	15x156	0.58	289.05	15	1.58	0.56	2x(10HA10)=15.71
3éme-4éme	15x156	0.58	220.68	15	1.58	0.56	2x(10HA10)=15.71
4éme-5éme	15x76	0.58	154.77	15	1.58	0.56	2x(10HA10)=15.71
5éme-	20x224	1.15	69.25	15	1.58	0.56	2x(10HA10)=15.71

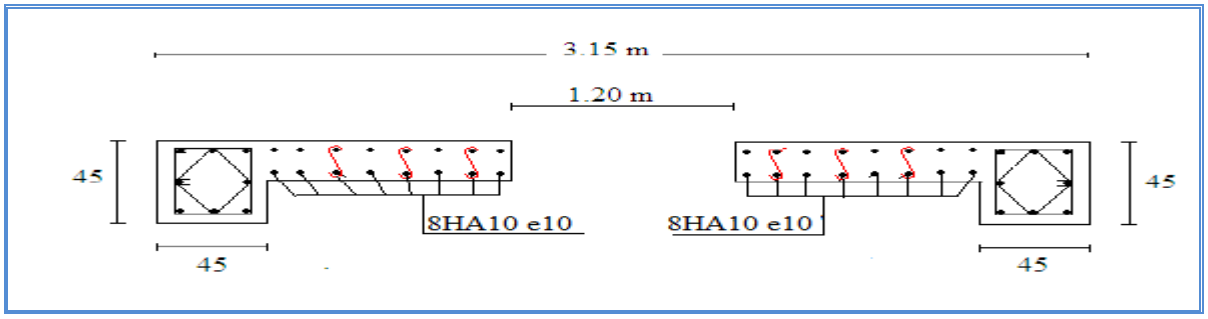


Figure. V.23. Disposition des armatures dans le voile avec ouverture

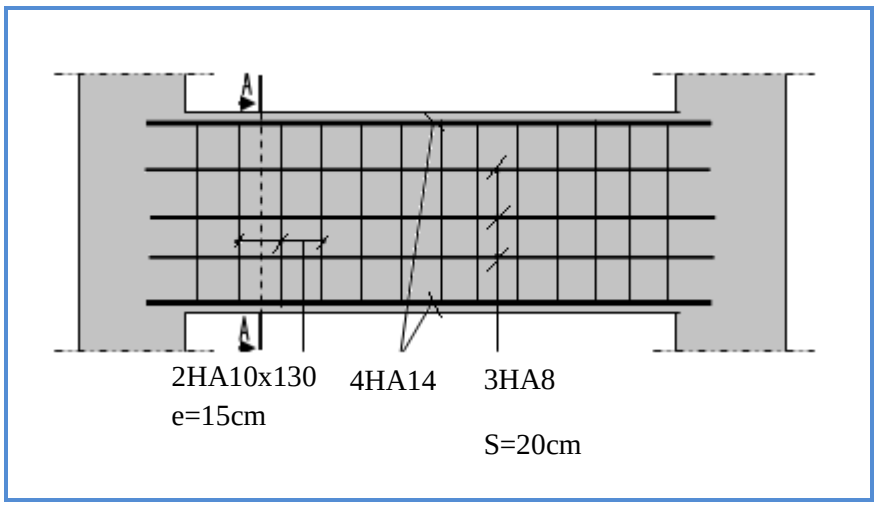


Figure. V.24. Ferraillage du linteau.

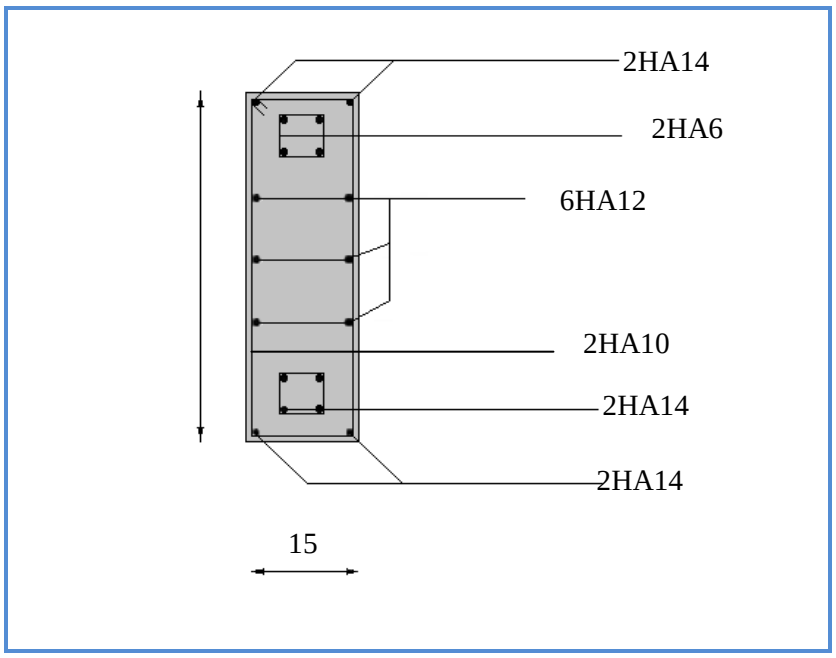


Figure. V.25. Coupe A-A.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

-Une fondation est l'organe intermédiaire entre la structure et le 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.

-La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

-Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

❖ Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.

❖ Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

-Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Reconnaissance 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. Il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

VI.2.1. Nature de la couche de fondation:

-Le site étudié est constitué d'une couche de fondation de nature argileuse de couleur grisâtre et peu plastique.

-Le sol est de faible humidité, et de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et cohérent.

Cette couche est de caractéristiques : $\varphi = 23{,}83°$; $\sigma_{sol} = 2.1$ bar = 0,21 Mpa

VI.2.2. Fondation des ouvrages:

-La profondeur d'ancrage préconisée est de 1.20 m Par rapport au terrain naturel.

VI.2.3. Stabilité du site:

❖ Les investigations géotechniques n'ont décèle aucun signe défavorable concernant la stabilité majeur du terrain.

❖ Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´à la profondeur atteinte.

VI.2.4. Recommandations:

-Afin d'éviter les dommages des travaux ; le laboratoire d'essai géotechnique responsable a recommandé les mesures préventives suivantes :

- La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.
- Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.
- Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

VI.3.Les efforts transmis par les fondations:

-Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.4. Calcul des fondations:

-Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

-On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

-On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- S : Surface de la fondation.
- N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.4.1. Semelles isolées:

-On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport :

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ (Figure.VI.1)

-Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = A^2 \geq \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Donc : $A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$

$h \geq \frac{A-b}{4} + c$

Avec : c = 3cm (sol non agressif)

σ_{sol} = 2.1 bar = 0,21 Mpa

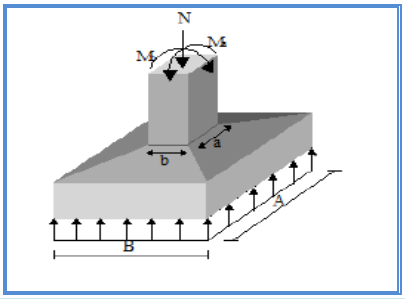


Figure.VI.1. Semelle isolée sous poteau.

-Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.VI.1. Dimensionnement des Semelles isolés.

N°	Cas	Ni (KN)	a = b (m)	A = B (m)	h (m)	σ bar	Vérification $\sigma < \sigma_{sol}$=2.1
1	ELS	702.17	0.5	2.00	0.45	2.02	Oui
2	ELS	850.41	0.5	2.30	0.50	1.88	Oui
3	ELS	1098.86	0.5	2.60	0.60	1.90	Oui
4	ELS	1273.07	0.5	2.70	0.60	2.02	Oui

Remarque :

-vue que les dimensions des semelles sont importantes donc le risque de chevauchement est inévitable alors il faut on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.4.2. Calcul des semelles filantes :

- Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :
- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement ;

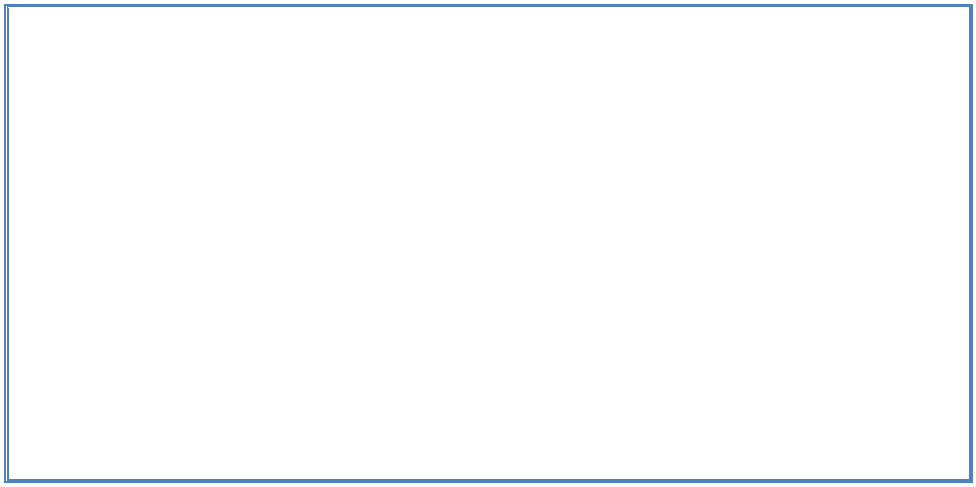


Figure.VI.2. Schéma d'une semelle filante sous poteaux.

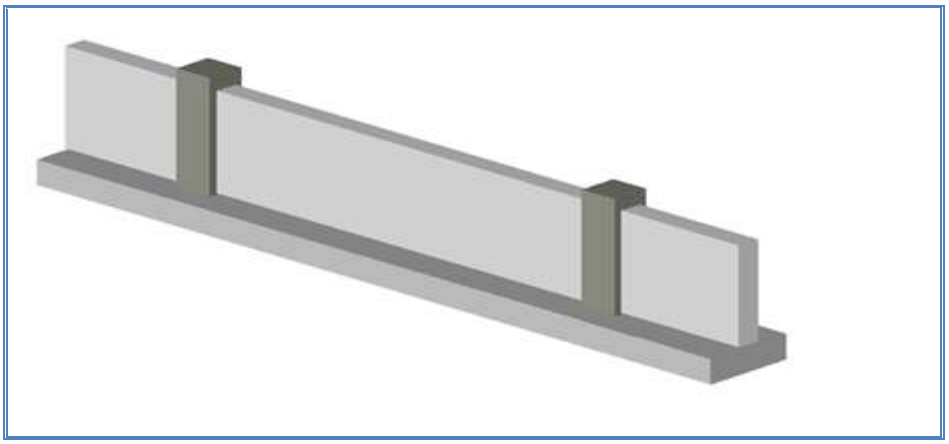


Figure.VI.3. Schéma d'une semelle filante sous voile.

Dimensionnement :

-On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont Calculés comme suit :

a-dimension des semelles filantes sous poteaux :

$$Nser = \frac{\sum N_i}{L} \qquad B \geq \frac{N}{1000 \times \sigma sol}$$

$$\sigma = \frac{Nser + Psem + Pamorcepot + \Pr emplai}{S}$$

b-dimension des semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{Nser}{s} = \frac{G+Q}{B.L} \longrightarrow B \geq \frac{Nser}{\sigma sol.L}$$

Avec :

- ∑Ni : La somme des efforts normaux sous la semelle filante.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

-La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit**:**

$$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B**.**

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

A. Semelle filante sous poteaux

Tableau.VI.2. Dimensionnement des Semelles filante sous poteaux.

	N_{ELS} (kN)	L (m)	σ_{adm}	B (m)	h (cm)	σ_{adm}	σ_{cal}	B (m)	σ	**vérification**
SFsp1	5183.60	14.06	2.1	1.60	40	2.1	2.27	1.8	2.05	*cv*
SFsp2	1740.63	4.86	2.1	1.60	40	2.1	2.20	1.8	1.99	*cv*
SFsp3	7874.67	18	2.1	1.9	45	2.1	2.26	2.2	1.94	*cv*

B. Semelle filante sous voiles.

Tableau.VI.3. Dimensionnement des Semelles filante sous voiles.

	N_{ELS} (kN)	L (m)	B (m)	h (cm)	σ_{adm}	σ	B (m)	σ	vérification
SFsv1	8914.41	26.13	1.5	40	2.1	2.27	1.9	1.93	cv
SFsv2	3504.78	9.5	1.6	40	2.1	2.27	1.9	1.95	cv
SFsv3	5159.25	14.06	1.6	40	2.1	2.26	1.9	1.94	cv
SFsv4	2525.46	8.01	1.3	35	2.1	2.18	1.5	1.92	cv

b .Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats. Les armatures principales, transversales et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

❖ **Armatures principales :**

$$A_b = N.(1+\frac{3.e_{0b}}{B}).(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s}) \qquad Esp = \frac{A-2.e-\varphi_b}{n-1}$$

Avec :

❖ n: étant le nombre de barres

❖ $[\sigma_s]$= 348 MPa à l'ELU.

❖ $[\sigma_s]$ = 202 MPa à l'ELS.

❖ **Armatures de répartitions :**

$$A_a = A_{rép} = \frac{A(cm^2).}{4} \qquad Esp = \frac{A-2.e-\varphi_a}{n-1}$$

c. Vérification des longueurs de scellement:

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2,8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\varphi.f_e}{4.\tau_s}$

❖ $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.

❖ $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.

❖ $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0,71.B.

d. Vérification de la stabilité au renversement : [1].[Art 10.1.5]

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

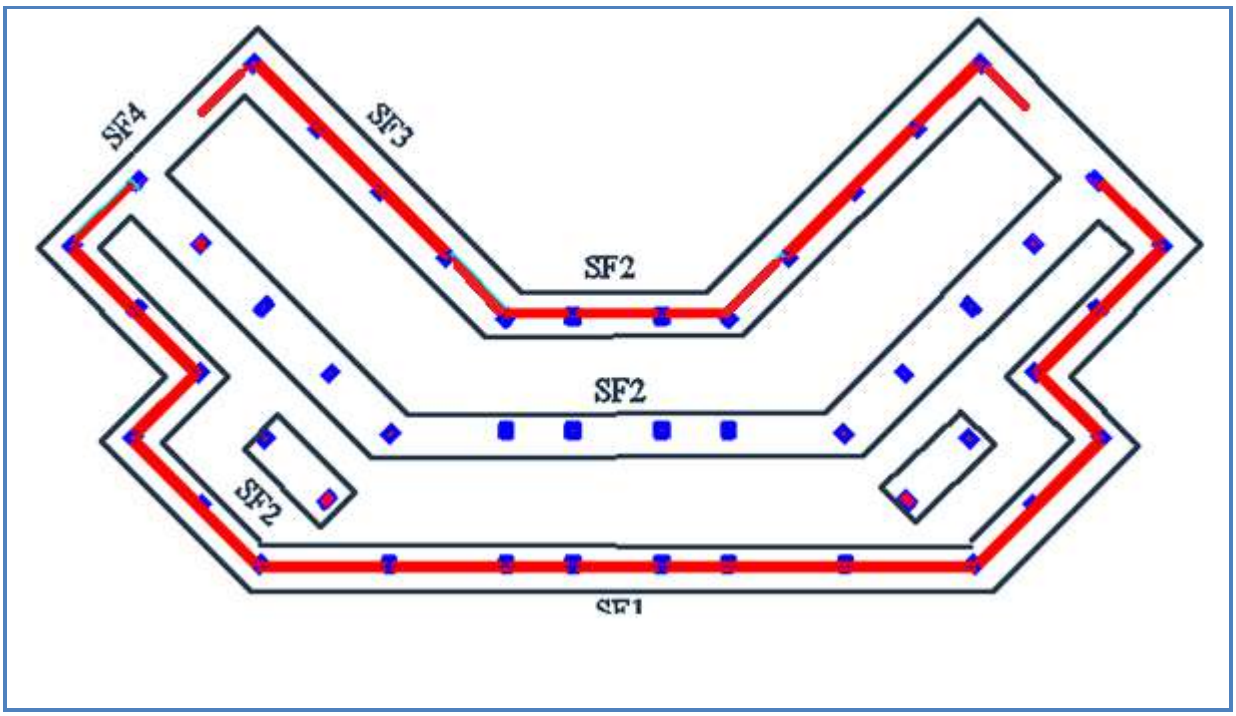


Figure.VI.4. Représentation finale des semelles.

VI.4.2.1. Semelles filantes sous poteaux :

a. Ferraillage :

-Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.4. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux.

N°	Etat	N KN	M KN/ml	e_{0b} (m)	B/18 (m)	$e_{0b} \leq$ B/18	A_{cal} (cm^2)	A_{cal} (cm^2/ml)
SFsp1	ELU	1498.18	13.50	0.009	0.1	C.V	19.19	6.39
	ELS	1098.86	9.98	0.009		C.V	24.24	8.08
SFsp2	ELU	1552.33	10.91	0.007	0.1	C.V	19.81	7.54
	ELS	1136.34	8.12	0.007		C.V	24.99	9.52
SFsp3	ELU	1099.96	4.42	0.004	0.12	C.V	16.07	6.61
	ELS	806.61	3.28	0.004		C.V	20.31	8.35

❖ **Recapitulation:**

Tableau.VI.5. Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous poteaux.

	$A_{b\ finale}$ (cm^2/ml)	$A_{rép\ finale}$ (cm^2)	S_b(cm)	$S_{rép}$ (cm)
SFsp1	8HA12=9.05	5HA10=3.93	12	20
SFsp2	7HA14=10.78	5HA10=3.93	14	20
SFsp3	8HA12=9.05	5HA10=3.93	12	20

b. Vérification des longueurs de scellement :

Tableau.VI.6. Vérification des longueurs de scellement.

	B(m)	A(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls ≥ B/4	B/8(cm)	B/8 ≤ Ls ≤ B/4
SFsp1	1.8	1,00	45	42,8	Non	22.5	Oui
SFsp2	1.8	1,00	45	42,8	Non	22.5	Oui
SFsp3	2.2	1,00	55	42,8	Non	27.5	Oui

❖ **Conclusion :**

-Pour la semelle SFsp, toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter de crochets.

❖ **Vérification de la stabilité au renversement : [1][Art.10.1.5]**

Tableau.VI.7. Vérification de la stabilité au renversement.

	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SFsp1	1498.18	13.50	9×10^{-3}	1.8	0.45	C.V
SFsp2	1552.33	10.91	7×10^{-3}	1.8	0,27	C.V
SFsp3	1099.96	04.42	4×10^{-3}	2.2	0,37	C.V

Commentaire : Toutes les semelles sont stable vis avis au reversement.

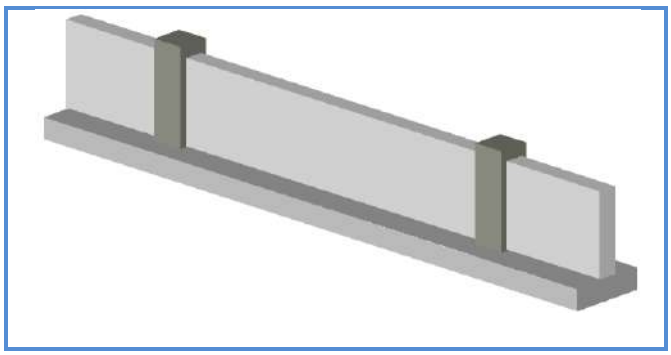


Figure.VI.5. .Schéma d'une semelle filante sous voile.

VI.4.2.2. Semelles filantes sous voiles périphériques :

a. Dimensionnement:

Tableau.VI.8. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles périphérique.

	N_{ELS} (kN)	L (m)	B (m)	H (cm)	σ_{adm}	σ	B (m)	σ	vérification
SFsv1	8914.41	26.13	1.5	40	2.1	2.27	1.9	1.93	cv
SFsv2	3504.78	9.5	1.6	40	2.1	2.27	1.9	1.95	cv
SFsv3	5159.25	14.06	1.6	40	2.1	2.26	1.9	1.94	cv
SFsv4	2525.46	8.01	1.3	35	2.1	2.18	1.5	1.92	cv

b. Ferraillage :

Tableau.VI.9. Ferraillage de la semelle filante.

	Etat	N (KN)	M (KN.m)	e_{0b} (m)	B/18 (m)	$e_{0b} \leq$ B/18	A_{cal} (cm^2)	$A_{b\ choi}$ (cm^2)
SFsv1	ELU	405.51	24.05	0.059	0.105	Oui	6.02	**6HA12=6.79**
	ELS	213,50	17.99	0.084	0.105	Oui	5.66	
SFsv2	ELU	431.90	23.32	0.053	0.105	Oui	6.36	**8HA12=9.05**
	ELS	317.38	17.22	0.054	0.105	Oui	8.06	
SFsv3	ELU	429.99	26.01	0.060	0.105	Oui	6.39	**8HA12=9.09**
	ELS	315.90	19.23	0.060	0.105	Oui	8.09	
SFsv4	ELU	283.18	7.27	0.025	0.083	Oui	3.33	**6HA12=6.79**
	ELS	174.60	5.35	0.03	0.083	Oui	3.57	

Tableau.VI.10. Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous voiles.

	$A_{b\ finale}$ (cm^2)	S_b(cm)	$A_{rép\ finale}$ (cm^2)	$S_{rép}$ (cm)
SFsv1	**6HA12=6.79**	16	**5HA10=3.93**	20
SFsv2	**8HA12=9.05**	16	**5HA10=3.93**	20
SFsv3	**8HA12=9.05**	16	**5HA10=3.93**	20
SFsv4	**6HA12=6.79**	16	**5HA10=3.93**	20

c. Vérification des longueurs de scellement :

Tableau.VI.11.Vérification de la longueur de scellement de la semelle SFsv.

N°	B(m)	A(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls ≥ B/4
SFsv1	1.9	1.00	47.5	57.69	Oui
$SFsv_2$	1.9	1.00	47.5	57.69	Oui
SFsv3	1.9	1.00	47.5	57.69	Oui
SFsv4	1.5	1.00	37.5	57.69	Oui

❖ **Conclusion :**

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbés.

c. Vérification de la stabilité au renversement :

Tableau.VI.12. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle SFsv.

N°	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SFsv1	405.51	24.05	59×10^{-3}	1.9	0.475	Oui
SFsv2	431.90	23.32	53×10^{-3}	1.9	0.475	Oui
SFsv3	429.99	26.01	60×10^{-3}	1.9	0.475	Oui
SFsv4	283.18	7.27	25×10^{-3}	1.5	0.375	Oui

Commentaire : Toutes les semelles sont stable vis avis au reversement

VI.5.poutre de libage :

-La semelle filante sous poteaux comporte deux éléments, on distingue la semelle et la poutre de libage.

❖ La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.

❖ La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

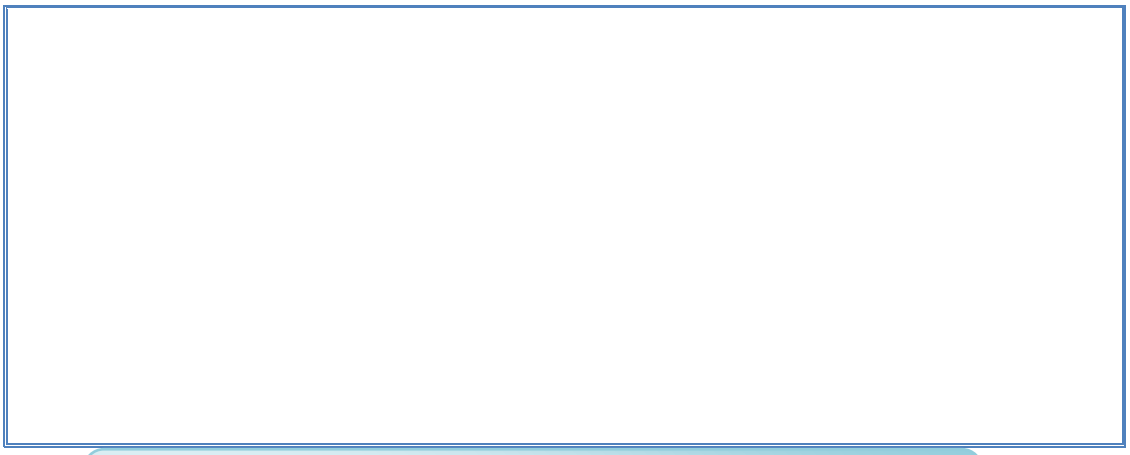


Figure.VI.6. Schémas d'une Semelle filante sous poteaux.

a. Ferraillage longitudinale de la poutre de libage :

-La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexions.

-La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assuré une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad\qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

❖ E : Module d'élasticité du béton (E = 1.08x 10^4 Mpa).

❖ L : La plus grande travée dans la fille

❖ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 Kg/cm^3).pour un sol moyen (σ_{sol} =2.1)

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

❖ hp : la hauteur de la poutre de libage.

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.l^4.K}{.E}}$$

Tableau.VI.13.Détermination de la hauteur de libage des semelles sous poteaux.

N°	b (m)	L (m)	h_p (m)	I (m^4)	l_e (m)	$l_e .\pi /4$ (m)	d (m)	$d \leq \pi /4. l_e$	$\frac{\pi}{2} l_e(m)$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PFsp1	0.5	3.15	0.7	0.014	3.07	2.40	0,57	Oui	4.81	Oui
PFsp2	0,5	3.96	0.7	0.014	3.07	2.40	0,57	Oui	4.81	Oui
PFsp3	0,5	2.86	0.7	0.014	3.07	2.40	0,57	Oui	4.81	Oui

-Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m) qui est calculé par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N_i}{L}(KN/m)$$

Avec :

- $\sum N_i$: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la semelle.

-On obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m^2).

Les valeurs de q sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau.VI.14. Détermination des valeurs de q des semelles filantes sous poteaux.

N°	Ni (ELU) (KN)	Ni (SER) (Kn)	L (m)	q_{ult} (Kn /*ml*)	q_{ser} (Kn/*ml*)
PFsp1	6217.38	4562.6	14.06	468.70	351.01
PFsp2	7916.26	6830.8	17.39	481.71	419.3
PFsp3	2057.13	1508.78	4.86	449.77	336.99

- **Remarque :** le calcul est fait pour une bonde de1 mètre linéaire.

Tableau.VI.15. Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage.

N°	Position	Mu (KN /m)	d (cm)	A calcul (cm^2)	A' (cm^2)	A choisie (cm^2)
PFsp1	En travées	238.94	57	13.30	0	4HA16+2HA20=14.33
	En appuis	390.39		21.70	0	6HA16+4HA20=24.63
PFsp2	En travées	245.47	57	13.70	0	4HA16+2HA20=14.33
	En appuis	401.06		22.40	0	6HA16+4HA20=24.63
PFsp3	En travées	238.82	57	13.30	0	4HA16+2HA20=14.33
	En appuis	228.56		12.20	0	4HA16+2HA20=14.33

b. Armatures de peau:

-Pour les poutres dépassants une hauteur h_p (avec $h_p \geq 2(80 - f_e/10)$) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a $h_a \geq 80$ cm (F_e =400 MPa), donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable), posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

c. Vérification des contraints à l'ELS :

Les vérifications des contraints des deux blocs est résumé dans les tableaux suivants :

Pour le béton: $\overline{\sigma_b} = 15\,MPa$

Pour l'acier: $\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\rho . f_{t28}}\right] = 202\,MPa$ fissuration préjudiciable.

Tableau.VI.16. Vérification des contraints à L'ELS.

N°	Section	M_{ser} (KN /m)	A adopté (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)
PFsp1	travées	179.87	14.33	6.2	201.6	75.8
	appuis	228.56	24.63	7.2	183.2	92.1
PFsp2	travées	180.84	14.33	6.3	201.6	76.2
	appuis	349.88	24.63	11	201.6	141.0
PFsp3	travées	179.90	14.33	6.2	201.6	75.8
	appuis	172.17	14.33	6	201.6	72.6

Commentaire :

-Toutes les vérifications sont vérifiées, donc on garde la section d'acier de l'ELU

d. Vérification de l'effort de tranchant :

On vérifié que : $\tau_u <$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bxd}$$

$$\overline{V}u = \min\left[0{,}15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right]$$

Tableau. V.17. Vérification de l'effort de tranchant.

N°	Section (cm^2)	Vu (KN)	τ_u (MPa)	(MPa)	Vérification
PFsp1	50x70	775.94	2.21	2.5	Oui
PFsp2	50x70	797.14	2.27	2.5	Oui
PFsp3	50x70	653.69	1.87	2.5	Oui

Commentaire :

- la poutre de libage est vérifie vis avis au cisaillement.

e. Armatures transversales : selon le RPA99version2003

-D'après CBA 93 $\begin{cases} S_t = Min(0{,}9d; 40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} K}{0{,}8 f_e} \quad (K = 1 : Pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage) \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$

Tableau.VI.18. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement.

	CBA 93		RPA 99			A_t choisis et S_t choisis		
τ_u (MPa)	A_t (cm^2)	St (nodale) (cm)	St' (courante) (cm)		A_t (cm^2)	A_t choisi (cm^2)	S_t choisi (courante) (cm)	S_t choisi (nodale) (cm)
			courante	nodale				
2.21	2.15	60.3	35	17.5	2.25	2HA10+4HA8=3.58	15	10
2.27	2.22	60.3	35	17.5	2.25	2HA10+4HA8=3.58	15	10
1.87	1.82	60.3	35	17.5	2.25	2HA10+4HA8=3.58	15	10

f. Vérification de la flèche : (CBA93)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Tableau.VI.19. Vérification de la flèche pour la poutre de libage.

	L(m)	h(cm)	h/L	1/16	Vérif.1	$M_t/(10M_0)$	Vérif.2	$A/(b_0.d)$	4,2/fe	Vérif3.
PFsp1	3.15	70	0.22	0,0625	Oui	0.041	Oui	0,004	0,0105	Oui
PFsp2	3.96	70	0.17	0.0625	Oui	0.025	Oui	0.004	0,0105	Oui
PFsp3	2.86	70	0.24	0.0625	Oui	0.05	Oui	0.004	0,0105	Oui

VI.6. Etude du voile périphérique :[1].[Art 10.1.2] :

-Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations (les semelles) et le niveau de base.

VI.6.1. Evaluation des charges :

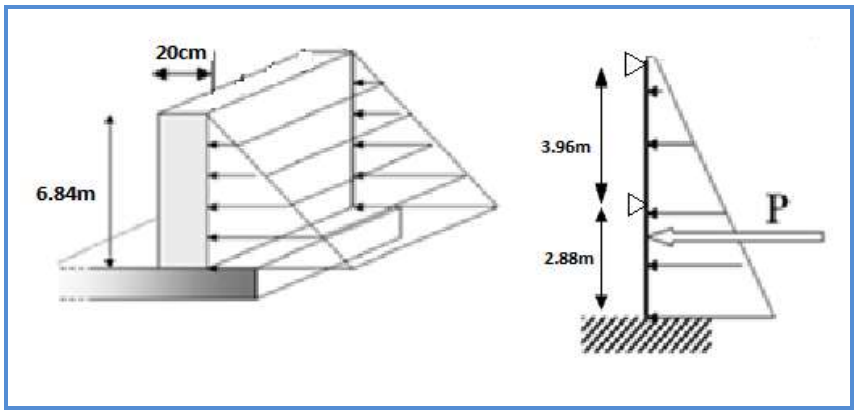


Figure.VI.7. Schéma du chargement qui vient au voile périphérique.

❖ **Charge permanente :**

Nous avons pour notre bloc:

- le poids volumique du sol: γ=18,6 (KN/m^3)
- l'angle de frottement interne : φ=23.83^o =0.416 rad

D'après Rankine la poussée de terre P est égale à:

$$P = G = 1/2\ (k_{\gamma a}.\gamma_{sol}.h^2)$$

-Le coefficient de contrainte : $k_{\gamma a}=tg^2\ [(\pi/4)-(\varphi/2)]$

D'où : $k_{\gamma a}$ =0,42.

Alors :

P = 0.5 x 0.42 x 18.6 x 6.84^2 = 182.74 Kn/m^2

❖ **Combinaisons d'actions :**

$$\begin{cases} q_u=1,35G+1,5Q=246.69\ KN/m^2 \\ q_{ser}=G+Q=182.74 KN/m^2 \end{cases}$$

-Pour une bande de 1m:

$$\begin{cases} q_u=246.69\ KN/m\ell \\ q_{ser}=182.74\ KN/m\ell \end{cases}$$

VI.6.2. Ferraillage des voiles périphériques :

-Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres

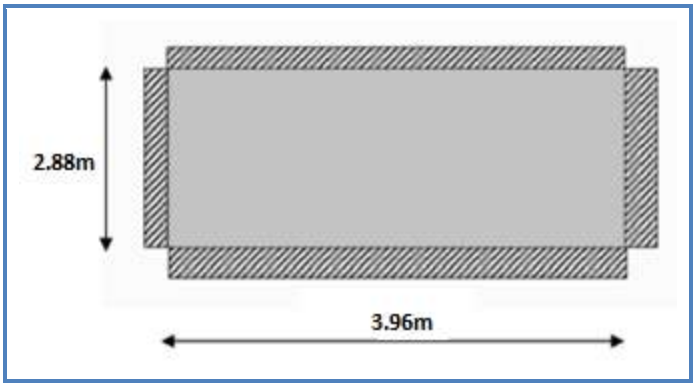


Figure.VI.8. Schéma des dimensions du voile périphérique.

$\rho = \frac{2.88}{3.96} = 0,72 > 0,4 \Rightarrow$ dalle travaillant suivant les deux direction

-En utilisant la méthode forfaitaire des panneaux de rive, les moments en travée et en appui sont définis par les formules suivantes :

Tableau.VI.20.Détermination des moments par la méthode forfaitaire.

Direction	X	Y
Moment	$M_x = \mu_x \times q_u \times \ell_x^2$	$M_y = \mu_y \times M_x$
Travée	$M_{tx} = 0,85M_x$	$M_{ty} = 0,85M_y$
Appui	$M_{ax1} = M_{ax2} = -0,3\ M_x$	$M_{ay1} = M_{ay2} = -0,3\ M_y$

Tableau.VI.21.Détermination des moments de voile périphérique.

Etat	ELU				ELS			
Position	X		Y		X		Y	
M (KN.m)	0,0368×246.69×(2.88)² = 75.29		1×75.29 =75.29		0,0441×182.74×(2.88)² = 66.84		1×66.84= 66.84	
Direction	Travée	appui	travée	appui	travée	appui	travée	appui
Moment	64.00	-22.58	64.00	-22.58	56.81	-20.05	56.81	-20.05

a. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU:

Tableau. V.22. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.

	Sens	M (KN.m)	d (cm)	A_{calcul} (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{calcul} \geq A_{min}$	A_{final}/m (cm²)
Travée	X	64.00	17	11.8	1,70	C.V	**8HA14**=12.32
	Y	64.00	17	11.8	1,70	C.V	**8HA14**=12.32
Appui	X	-22.58	17	3.9	1,70	C.V	**6HA10**=4,71
	Y	-22.58	17	3.9	1,70	C.V	**6HA10**=4,71

b. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.VI.23. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.

	Sens	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	σ'_s (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	12.32	56.81	201.6	12.10	0	C.V	C.V
	Y	12.32	56.81	201.6	12.10	0	C.V	C.V
Appui	X	4.71	-20.05	201.6	6.1	0	C.V	C.V
	Y	4.71	-20.05	201.6	6.1	0	C.V	C.V

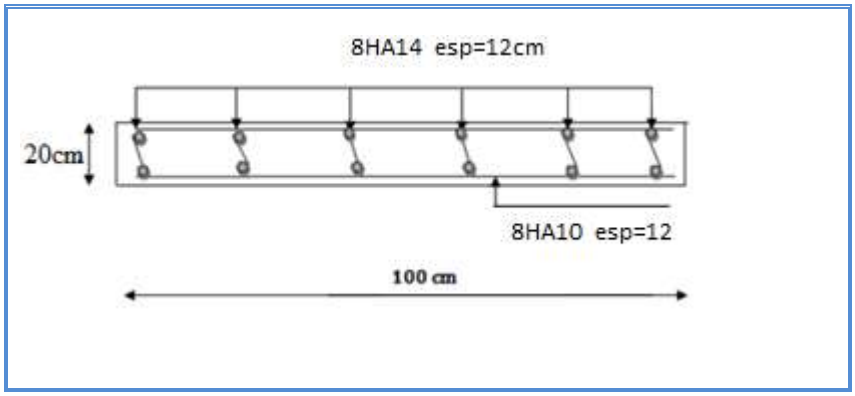


Figure.VI.9. Disposition de ferraillage du voile périphérique.

c. Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ suivant X : $T_X = \frac{q_u . l_X . l_Y}{2 . l_Y . l_X} = 36.06\,KN$

❖ suivant Y : $T_Y = \frac{q_u . l_X . l_Y}{3 . l_Y} = 95.21\,KN$

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 . d} = \frac{95.21 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.79\,MPa \leq \frac{0{,}07 . f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}16 MPa \qquad (c, v)$$

VI.7. Les longrines :

VI.7.1. 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.7.2. Pré dimensionnement :

-Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) et (S_3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 × 30) cm².

-On adopt: (b × h) = (30 ×30) cm².

VI.7.3. Sollicitations:

-Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F "

égale à : $\begin{cases} F_{ult} = \dfrac{N_u}{\alpha} \geq 20 \ KN \\ F_{ser} = \dfrac{N_{ser}}{\alpha} \geq 20 \ KN \end{cases}$

- N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : N_U = 1753.63 KN
- α : coefficient de site en fonction de la zone sismique
- Dans notre cas : α = 15 (Zone IIa ; Site S_2)

=> $F_u = \dfrac{14753.63}{12} = 116.91 \text{KN}$

VI.7.4. Ferraillage :

a. Etat limite ultime :

-Les armatures longitudinales sont données par : $A_U \geq \dfrac{F_u}{\sigma_S}$

Où F_u=116.91KN,

Donc : A = 3,35 cm^2

b. Condition de non fragilité: (CBA 93)

-On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B.f_{t28}}{f_e}$$

Alors : $A \geq \dfrac{(30 \times 30) \times 2{,}1}{400} = 4.72 \, cm^2$

c. Etat limite de service: (CBA 93)

-La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\overline{\sigma_S} = min[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\,] = 202$ MPa.

Avec : $F_{ser} = \dfrac{1287.63}{15} = 85.84$ KN.

$\sigma_s = \dfrac{F_{ser}}{A} = \dfrac{85.84 \times 10^3}{900} = 95.37 MPa \ \leq \overline{\sigma_s} = 202 \, MPa.$ $(C.V)$

d .Section minimale donnée par le RPA99 Version2003 :

$A_{RPA} \geq 0{,}6\%B$

Alors : $A_{RPA} \geq \dfrac{0{,}6 \times 30 \times 30}{100} = 5.4$

A_{RPA} = 5.4 cm^2

e.Résultat :

A = Max [A_{ult} ; A_{min} ; A_{RPA}] =Max[3.35 ;4.72 ;5.4]= 5.4cm^2

-On adopte : A = 6HA12 = 6.79 cm²

f. Armatures transversales :

-Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montage destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA99 version 2003

St =Min [20 cm ; 15ϕ_ℓ]=15cm.

❖ **Section :**

$\varphi_t \geq \dfrac{\varphi_l}{3} = \dfrac{12}{3} = 4\,mm$

-On adopt: $\varphi = 8$ mm

$A_t = 2\phi 8 = 1.01$ cm²

❖ **Espacement :**

$S_t \leq$ Min [20 cm; 15φ_l] = Min [20 cm; 21cm]

On adopt: S_t = 15 cm.

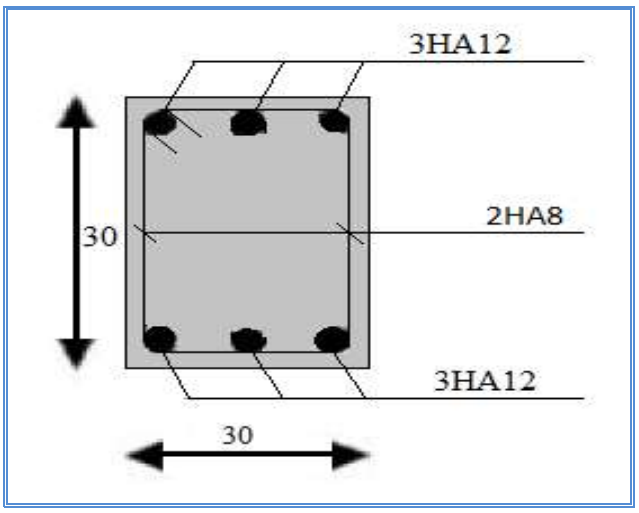


Figure.VI.10. Ferraillage de la longrine.

Conclusion Générale

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA93 et RPA99.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

Références Bibliographiques

Documents réglementaires :

- [1] .Règles parasismiques Algérienne R.P.A99version 2003.

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

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

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

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

Manuels techniques :

- cours de formation et cous Béton Armé de monsieur «BOUKENDAKDJI »

Logiciels :

- SAP 2000 v17.1.1
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTOCAD 2013
- Microsoft Excel.