République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Yahia Farès de MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

OPTION : STRUCTURE

Thème

Conception et étude d'une structure (entre sol + R + 7) en béton armée contreventés par des voiles

Etudie par :

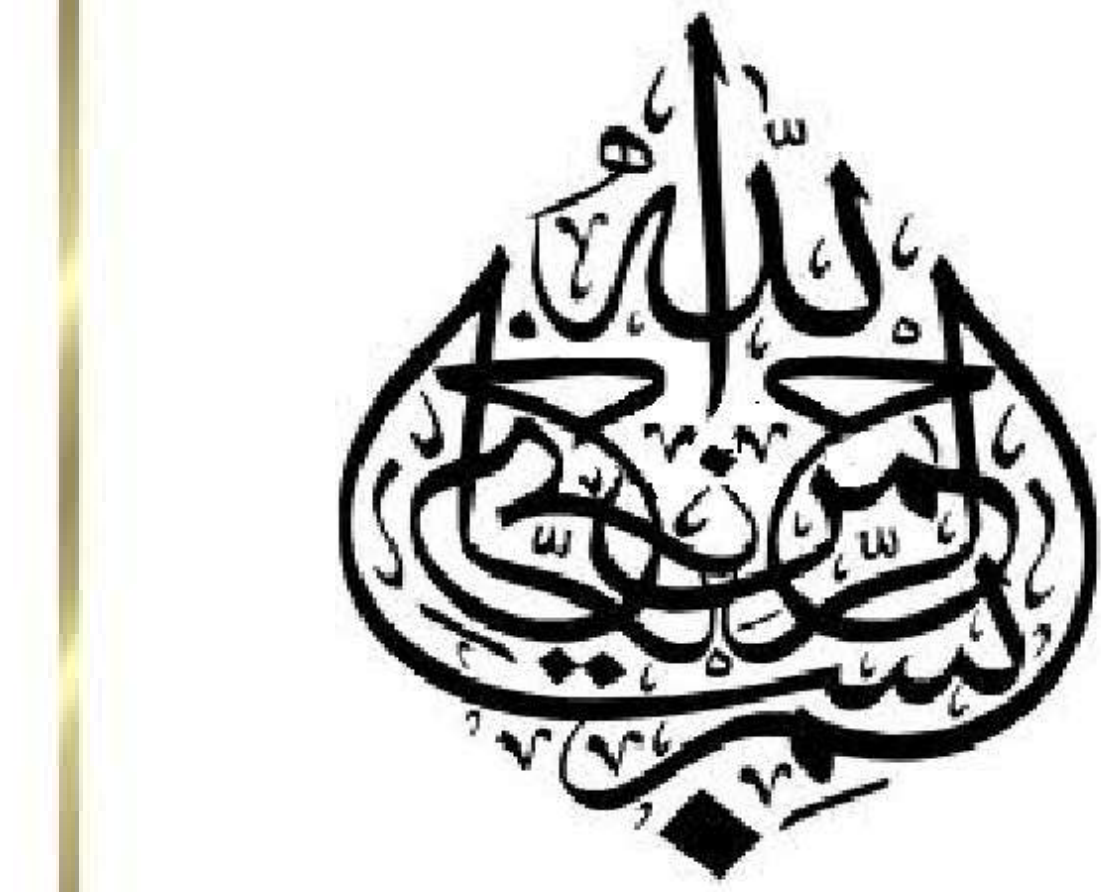
-BAKHTA Amel

-AMRI Nourelhouda

Dirigé par :

-Dr. SETTARI Chafika

PROMOTION 2016-2017




بسم الله الرحمن الرحيم
الله لا إله إلا هو الحي القيوم لا تأخذه
سنة ولا نوم له ما في السموات وما في
الأرض من ذا الذي يشفع عنده
إلا بإذنه يعلم ما بين أيديهم وما خلفهم
ولا يحيطون بشيء من علمه إلا بما شاء
وسع كرسيه السموات والأرض ولا
يؤوده حفظهما وهو العلي العظيم

Dedicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

À mon très cher père, mon symbole dans la vie qui ma donné la volante de savoir, d'apprendre, a prospecter et d'observer les choses spontanément, Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous.

À ma très chère mère, le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge d'adulte.

Merci mes parents.

À mon marie Abderraouf et sa famille KRAOUCHE.

À ma très chères sœurs (Djamila et Manel) et mon très chers frères (Bachir ; Hassen et Houssin).

À mes chères grande parents (Djamila et Bachir (rahimaho allah) ; Atika et Bachir) que dieu le garde pour toujours.

À toute la famille (BAKHTA, KRAOUCHE et BEN BACHA) sans exception grande et petite.

À tous mes enseignants et enseignantes et spécialement a mon promotrice (Dr. SETTARI Chafika).

À tous mes collègues que j'ai les connaît jusqu'à ce jour en particulier : ABDERRAHMAN Zineb , RAHMANI Soumia et KOUDRI Fatiha

À mon binôme AMRI Nourelhouda qui est partagée avec moi les bons et les mauvais moments. Ça ma fait plaisir de trouver en lui l'amie avant le binôme.

À ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage.

À toute la promotion 2017.de Génie civil en particulier spécialité de STRUCTURE.

À tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

Amel

Dedicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

À mon très cher père, mon symbole dans la vie qui ma donné la volante de savoir, d'apprendre, a prospecter et d'observer les choses spontanément, Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous.

À ma très chère mère, le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge d'adulte.

Merci mes parents.

À ma très chère sœur (Achwak) et mon très cher frère (Imadeddine).

À mes chères grande parents (Bouelem et Khadoudja, Fatiha et Mnawar (rahimahou allahe)) que dieu le garde pour toujours

À toute la famille (AMRI et AOUF) sans exception grande et petite.

À tous mes enseignants et enseignantes et spécialement a mon promotrice (Dr. SETTARI Chafika).

À tous mes collègues que j'ai les connaît jusqu'à ce jour en particulier : ABDERRAHMAN Zineb , RAHMANI Soumia et KOUDRI Fatiha

À mon binôme BAKHTA Amel qui est partagée avec moi les bons et les mauvais moments. Ça ma fait plaisir de trouver en lui l'amie avant le binôme.

À ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage.

À toute la promotion 2017 .de Génie civil en particulier spécialité de STRUCTURE

À tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

Nourelhouda

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.

On remercie nos très chers parents pour leur contribution, leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons à remercier sincèrement notre promotrice Dr. SETTARI Chafika car elle est toujours montrée à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'elle est bien voulue nous consacrer et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à Dr. IRKI .I pour l'aide et pour les nombres explications, qu'ils nous ont patiemment données.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements s'adressent également A tous les enseignants de l'université de Médéa et spécialement ceux du département du génie civil.

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

On leurs dit merci de tous notre cœur.

Nourelhouda et Amel

sommaire

Remerciements & dédicace

Sommaire

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Notation

Les plans

Introduction générale

CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage

I. Introduction ……..…….1

I.1. présentation de l'ouvrage ……..…….....1

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage ……...…...….1

I.2.1 / Dimensions en plan du bâtiment ……..…..…….....1

I.2.2 / Dimensions en élévation du bâtiment ……..…..……1

I.2.3 / Le système structural ……...……...……...……...…….....1

I.2.4 / Plancher ..……..…...…….2

I.2.5 / Maçonnerie ……...…….…….2

I.2.6 / Revêtement ..……..……3

I.2.7 / Les escaliers ..…….....3

I.2.8 / L'acrotère …….....…….4

I.2.9 / Balcon ……..……...……4

I.2.10 / Infrastructure 4

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux …….……..4

I.3.1 / Le béton ..……..…...…….....4

I.3.1.1. Résistance du béton …….....5

I.3.1.2. Module d'élasticité…….....6

I.3.2 / L'acier.…….....7
I.3.2.1. Définition...…….....…..7
I.3.2.2. Différent types d'aciers:…….....…....7
I.3.2.3. Module d'élasticité longitudinale de l'acier ……...…..8
I.3.2.4. Contraintes limites ……..…...8

CHAPITRE II: Prédimensionnement

II.1.Introduction…….....10
II.2.Prédimensionnement des dalles……..…….....……10
II.2.1. Plancher en corps creux……..…..….....10
II.2.2. Les dalles pleines…….……...…….....12
II.3.Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations……...….... .12
II.3.1. charges permanentes…….....13
A. Plancher Terrasse inaccessible en corps creux……..…….....….13
B. Plancher courant en corps creux……..…….....14
C. Dalle pleine (balcons)…….....……15
D.Maçonnerie…….....16
II.3.2.Charge d'exploitation……...…….…….…….18
II.4 Pré dimensionnement des poutres……...…….……..18
II.5 Pré dimensionnement des poteaux……...……...…….....…..20
A-Principe ……..…….…….…..……..20
B-Etapes de pré dimensionnement……..…….…….…….……20
C- Calcul de la longueur de flambement L_f ……...……...…….22
D- Calcul de l'effort N_u …….…….22
E- La surface reprise par le poteau ……...……..……23
F-Descente des charges ……..……24
II.6 : Vérification aux zones nodales selon RPA99 version 2003 ……...……28
II.7 :Prédimensionnement des voiles ……...…….....29

CHAPITRE III: Calcul des éléments secondaires

III. Introduction …….....…….31

III.1 : Acrotère ……..……31
III.1.1/ Définition …….…...31
III.1.2/ Principe de calcul ……..…….…….……31
III.1.3/ Charges permanentes et surcharges d'exploitations …….……...…...32
III.1.4/ Calcul des efforts …….…….....32
III.1.5/ Calcul du ferraillage …….…….....32
III.1.5-a /À E L U ……....……..33
III.1.5.a.1-Etude en flexion simple ……...……33
III.1.5.a.2-Etude en flexion composé ……...…...34
III.1.5.b /Vérification à l'E.L.S ……..……35
III.1.6/ Vérification de l'effort tranchant …….....37
III.1.7/ Vérification de la contrainte de cisaillement du béton …….……...…...37
III.1.8/ Vérification de l'acrotère au séisme …….…….....…….....37
III.2 : Calcul des planchers ……..……38
III.2.1 / La dalle de compression ……....…….38
III.2.2 / Les poutrelles …….……..…….40
III.2.3 / Les dalles pleines……...…….……57
III.2.3.1. Définition……...…….57
III.2.3.2. Exposé de la méthode de ligne de rupture……..……57
III.2.3.3. Calcul des actions…….…….…..……59
III.2.3.4.Calcul des sollicitations…….……...……59
III.2.3.5. Vérification à l'E.L.S…….……..……63
III.2.3.6.Condition d'espacement…….……..……63
III.2.3.7. Vérification au cisaillement…….……....……63
III.2.3.8. Vérifications préliminaires de la flèche……..…….63
III.3. Les escaliers …….64
III.3.1.Terminologie ……...…….64
III.3.2. Prédimensionnement …….…….…...65
III.3.3. Evaluation des charges et surcharges …….……...……67
III.3.4. Détermination des sollicitations …….……68
III.3.5. Détermination des efforts ……...……68
III.3.6. Ferraillage des escaliers ……..……72
III.3.6.A. Condition de non fragilité…….…….....72
III.3.6.B. Les armatures de répartition…….……..…….72

III.3.6.C. Vérification de l'espacement……..…….……73
III.3.6.D. Vérification à l'E.L.S……..…....……73
III.3.6.E. Vérification de l'effort tranchant…….……....……74
III.3.6.F. Vérification de la flèche……...……74
III.3.7. Calcul de la poutre palière ……...…….....75
III.3.7.1. Pré dimensionnement……..…….75
III.3.7.2. Charges revenants à la poutre……...…..…….76
III.3.7.3. Calcul des efforts……..….....76
III.3.7.4. Ferraillage de la poutre palière……..……..…….77
III.3.7.5. Vérifications……...….....77

CHAPITRE IV: Etude dynamique

IV.1.Introduction ……...81
IV.2.Caractéristiques dynamiques de la structure ……...……81
IV.2.1.Centre de masse :……...81
IV.2.2.Centre de torsion ……...……..84
IV.2.3.Excentricité …….…….…….....86
IV.3.Choix de la méthode de calcul ……89
IV.3.1.Introduction ……..89
IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente……...89
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale ……...…….....90
IV.3.3.1. Principe ……90
IV.3.3.2.Modélisation ……91
IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul ……..…….....91
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique …….……93
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes……...…….....94
IV.4.2.vérification de participation massique …….…….……95
IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul …….....96
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement …….……98
IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur……...99
IV.4.4.2.Moment de renversement ……102
IV.4.4.3.Moment stabilisant …….....102
IV.4.5.Vérification des déplacements ……..…….....103

IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P- Δ ……..…….....105
IV.4.7.Vérification des sollicitations normales…….……...107
IV.5. CONCLUSION…….108

CHAPITRE V: Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction ……...……...109
V.2.Ferraillage des poutres……...……..…….....109
V.2.1.Introduction……...…….....109
V.2.2. Recommandation du RPA99 ……...…….....110
V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93…….....112
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93…114
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants…….....122
V.2.6.Calcul des armatures transversales…….....123
V.2.7.Vérification de la flèche……...124
V.3.Ferraillage des poteaux …….....125
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales…….....125
V.3.1.a. Recommandations des règlements…….....125
V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage……...…….....126
V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93…….....126
V.3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance…….....130
V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93…….....132
V.3.2.Détermination des armatures transversales……...…….....133
V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93……..133
V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$ …….....133
V.3.2.c. Vérification des contraintes tangentielles……..…….....134
V.3.2.d. Calcul des armatures transversales……...…...134
V.4.Ferraillage des voiles……..…….....138
V.4.1.Introduction…….....…....138

CHAPITRE VI: Etude de l'infrastructure

VI.1 / Introduction …….....149

VI.2 / type de la fondation…….....149
VI.3 / Reconnaissance du lieu et du sol…….....……..149
VI.4 / Choix du type de fondation……...…….150
VI.5/ Calcul des semelles filantes……...……151
VI.5.1 Dimensionnement……..……153
VI.5.2 Ferraillage…….……153
VI.5.3.Vérification des longueurs de scellement ……154
VI.5.4. Ferraillage Longitudinal……...155
VI.6. Les longrines……..……161
VI.6.1. Pré dimensionnement…….……...161
VI.6.2. Sollicitations…….……...161
VI.6.3. Ferraillage…….……162
VI.7. Mur de soutènement…….……...…..164
VI.7.1. Introduction……...……..164
VI.7.2. Pré dimensionnement du Mur……...……...164
VI.7.3. Calcul des poussées (Les forces) ……..……...165
VI.7.4. Calcul de la stabilité sismique……..……..168

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال سكني مكونة من (طابق تحت أرضي + طابق أرضي +سبعة طوابق) والمقرر بناؤها في إطار إنشاء **46** سكن بالبرواقية ولاية المدية و المصنفة ضمن المنطقة المتوسطة زلزاليا **.(IIa)**

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

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

* قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.«ROBOT version 2 3.0»

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet est une étude d'un bâtiment à usage d'habitation **(entre sol + RDC+7)** à usage multiples dans le cadre de la construction de 46 logements à BERROUAGIA Wilaya de MEDEA ; région classée dans la zone de moyenne sismicité IIb.

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 au règlement algérien en vigueur (**RPA99 version 2003**) et le document technique **CBA93.**

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **(ROBOT.23).**

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

Abstract

This Project is a conception and study of block contain (between floor + GF + 7 floors) as part Creation of 46 homes in BERROUAGIA Wilaya of MEDEA; region classified as a medium seismicity area IIb.

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 (**RPA 99 version 2003**) and the technical document **CBA93**.

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **« ROBOT.23 »**.

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

Liste des figures

CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage

Figure. I.1: mur extérieur. ……..…….……..…2

Figure. I.2 : mur intérieur……...……...3

Figure. I.3 : escalier droit……...……....……...…….3

Figure. I.4 : L'acrotère……..…… 4

Figure. I.5 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU [2]…….…..7

Figure. I.6 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier……..……8

CHAPITRE II: Prédimensionnement

Figure. II.1: Plancher corps creux…….……11

Figure. II.2 : Composante d'un plancher terrasse. …….. ……....13

Figure. II.3 : Composante d'un plancher courant. ……...…...14

Figure. II.4 : Plancher à corps creux……...…….…..... 14

Figure. II.5 : Composants d'un balcon de la terrasse…….…...15

Figure. II.6 : Composants d'un balcon de l'étage…….….....16

Figure. II.7 : Mur double cloison et mur simple cloison…….....17

Figure. II.8 : Dimensionnements de la poutre…….....18

Figure. II.9 : Section réduite du poteau. ……..…….22

Figure. II.10 : Surface reprise par le poteau du 5^{éme}, 6^{éme} et 7^{éme} étage…….…..24

Figure. II.11 : Coupe de voile en plan / voile en 3D…….…….…..29

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure. III.1 : L'acrotère. ……..…31

Figure. III.2 : Section de B.A à l'ELU…….…….…34

Figure III.3 : Ferraillage de l'acrotère…….……...……..…….…38

Figure. III.4 : Treillis soudé de 15 x 15 cm. ……...…….…39

Figure. III.5 : Schématisation de la poutrelle avant coulage…….40

Figure. III.6 : Poutrelle à deux travées……...…..…..43
Figure. III.7 : Poutrelle à six travées…….....43
Figure. III.8 : Diagramme des moments des poutrelles à deux travées (l'ELU)…….….45
Figure. III.9 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à deux travées (l'ELU). …..46
Figure. III.10: Diagramme des moments des poutrelles à deux travées (l'ELS)…….....46
Figure. III.11 : Diagramme des efforts tranchants du des poutrelles à deux travées (l'ELS)...47
Figure. III.12 : Diagramme des moments du 2éme type des poutrelles (l'ELU)……....48
Figure. III.13 : Diagramme des efforts tranchants du 2éme type des poutrelles (l'ELU)…....49
Figure. III.14 : Diagramme des moments du 2éme type des poutrelles (l'ELS)…….….49
Figure. III.15 : Diagramme des efforts tranchants du 2éme type des poutrelles (l'ELS)...…..50
Figure. III.16 : Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche);
En appui (à droite). …….…….….51
Figure. III.17 : Disposition constructive des armatures……...……..…52
Figure. III.18 : Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite).…56
Figure. III.19 : Dalles pleine rectangulaire encastrée sur4 cotés…….… 57
Figure. III.20 : Dimensions de l'escalier. …….…….....65
Figure. III.21 : Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U…….……69
Figure. III.22 : Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U…….…..….70
Figure. III.23 : Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S…….…....70
Figure. III. 24 : Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.S…….……..72
Figure. III.25 : Schéma statique de la poutre palière. ……...…..…..75
Figure. III. 26 : Dimensionnement de la poutre palière……....75
Figure. III.27 : Schéma statique de la poutre palière……..…..…76

CHAPITRE IV: Etude dynamique

Figure. IV.1: Disposition des voiles aux SS, RDC et étages……..……..……83
Figure. IV.2 : Vue en plan…….83
Figure. IV.3 : Dimension des voiles et poteaux……85
Figure. IV.4 : Spectres de réponse……....93
Figure. IV.5 : Le comportement des trois premiers modes……...95
Figure. IV.6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement…….……..98
Figure. IV.7 : Distribution des forces sismiques. …….99

Figure. IV.8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X. …….100
Figure. IV.9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y…...……101

CHAPITRE V: Ferraillage des éléments structuraux

Figure. V.1 : Disposition des armatures pour les poutres…….……..115
Figure. V.2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires de la terrasse…….....…..116
Figure. V.3 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires des étages…….……....116
Figure. V.4 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires de l'entre sol…….....117
Figure. V.5 : Ferraillages des poutres principales de rives de la terrasse…….…....117
Figure. V.6 : Ferraillages des poutres principales de rives des étages……..…….118
Figure. V.7 : Ferraillages des poutres principales de rives de l'entre sol. ……...…….118
Figure. V.8 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires de la terrasse.……..….119
Figure. V.9 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires des étages. ……..…....119
Figure. V.10 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires de l'entre sol..……..…..120
Figure. V.11 : Ferraillages des poutres secondaires de rive de la terrasse. ……..…..120
Figure. V.12 : Ferraillages des poutres secondaires de rives des étages. …….…….…….121
Figure. V.13 : Ferraillages des poutres secondaires de rives de l'entre sol. ……..……121
Figure. V.14 : Définition de la zone nodale dans les poteaux. …….……..125
Figure. V.15 : Disposition des armatures pour les poteaux……136
Figure. V.16 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 7, 6, 5….……137
Figure. V.17 : Ferraillage des poteaux de rive des étages 4, 3, 2. ……..137
Figure. V.18 : Ferraillage des poteaux de rive des étages entre sol, RDC et 1ere étage..……137
Figure. V.19 : Disposition des voiles. …….……...……139
Figure. V.20 : Section entièrement tendue…….……140
Figure. V.21 : Section entièrement comprimée…….…….141
Figure. V.22 : Section partiellement comprimée. ……..141
Figure. V.23 : Les armatures transversales et les épingles. ……..….144
Figure. V.24 : La zone de recouvrement des voiles. …….….144
Figure. V.25 : Disposition des armatures dans les voiles V1, V4, V6, V7 d'épaisseur15cm.147
Figure. V.26 : Disposition des armatures dans les voiles V3 d'épaisseur15cm…….…….147
Figure. V.27 : Disposition des armatures dans les voiles V2 d'épaisseur15cm……..147
Figure. V.28 : Disposition des armatures dans les voiles V5, V8 d'épaisseur15cm…….….148

Figure. V.29 : Disposition des armatures dans les voiles V9 d'épaisseur15cm…….148

CHAPITRE VI: Etude de l'infrastructure

Figure. VI.1 : Représentation initiale des semelles……..…..……151
Figure. VI.2 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux……152
Figure. VI.3 : Schéma d'une semelle filante sous voile. …….……..152
Figure. VI.4 : Ferraillage des longrines……..…...…….164
Figure. VI.5 : Pré dimensionnement du mur de soutènement. …….…….164
Figure. VI.6 : Schéma représentatif des forces stabilisatrices du mur de soutènement…….166
Figure. VI.7 : Etat de contraintes de la semelle……..167
Figure. VI.8 : Ferraillage de mur de soutènement…….….174

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau. I .1 : Les types d'acier utilisés et leurs nuances. ……...……..8

CHAPITRE II: Prédimensionnement

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)…..…....13
Tableau II.2 : Charge permanent du plancher courant à corps creux. ……..……14
Tableau II.3 : Charge permanente due aux balcons de la terrasse. ……..……..……15
Tableau II.4 : Charge permanente due aux balcons d'étage. ……..……..……16
Tableau II.5 : Charge permanent du mur simple cloison. ……17
Tableau II.6 : Charge permanent du mur double cloison. ……17
Tableau II.7 : Pré dimensionnement des poutres. ……19
Tableau II.8 : Calcul de $\overline{N_u}$.……...…23
Tableau II.9 : Détermination des surcharges d'exploitation. ……...……....25
Tableau II.10 : Vérifications du ($1.1N_u \leq \overline{N_u}$) . ……...……....25
Tableau II.11 : Vérifications de coffrage des poteaux. . ……..27

CHAPITRE III: Calcul des éléments secondaires

Tableau. III.1 : Evaluation des charges et surcharges. . ……..…..…32
Tableau. III.2 : Détermination des efforts. . ……...…….32
Tableau. III.3 : Dimensionnement de l'acrotère. . ……...……33
Tableau. III.4 : Les charges de la poutrelle avant coulage. . ……40
Tableau. III.5 : Calcul des moments. ……...……41
Tableau. III.6 : Calcul de nombre d'étaiement. ……...……42
Tableau. III.7 : Charges, surcharges et efforts à ELU et ELS. . …….……..42
Tableau. III.8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)……...45
Tableau. III.9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)……....46
Tableau. III.10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELU)…….....48

Tableau. III.11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELS)…….49
Tableau. III.12 : Récapitulations des efforts internes. …….50
Tableau. III.13 : Calcul et vérification des armatures. . …….....51
Tableau. III.14 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles. …….....52
Tableau. III.15 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement…..……53
Tableau. III.16 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……..54
Tableau. III.17 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles. . ……...56
Tableau. III .18 : Les actions sur la dalle. ……....59
Tableau. III .19 : Travail externe. . ……...……..60
Tableau. III .20 : Travail interne. . ……...61
Tableau. III .21 : Calcul des sections de la dalle. . …….……..62
Tableau. III .22 : Vérification à l'E.L.S. . ……...……..63
Tableau. III .23 : Vérification de flèche de la dalle. . ……..64
Tableau. III.24 : Charge permanente de la paillasse de l'escalier. . …… 67
Tableau. III.25 : Charge permanente du palier de repos de l'escalier. . ……..68
Tableau. III.26 : Combinaison des charges de l'escalier. . …….…68
Tableau. III.27 : Les données. . ……..…..72
Tableau. III.28 : Calcul des sections d'acier de l'escalier. . ……...…..72
Tableau. III.29 : Les armatures de répartition. . …….…..73
Tableau. III.30 : Vérification de l'espacement. . …….73
Tableau. III.31: Vérification à l'E.L.S. . ……..73
Tableau. III.32 : Vérification de la flèche de l'escalier. . ……74
Tableau. III.33 : les données. . ……...……...77
Tableau. III.34 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière. . ……..……77
Tableau. III.35 : Vérification à l'ELS de la poutre palière. . …….……..78
Tableau. III.36 : Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière…….…....78

CHAPITRE IV: Etude dynamique

Tableau. IV.1 : Calcul de centre de masse. . …….……...84
Tableau. IV.2 : Calcul du centre de torsion. . ……...……86
Tableau. IV.3 : Calcul de l'excentricité statique. . …….……..78
Tableau. IV.4 : Calcul d'excentricité accidentelle. …….…….88

Tableau. IV.5 : Calcul de l'excentricité totale. . ……..89
Tableau. IV.6 : Coefficient d'accélération de zone A. ……91
Tableau. IV.7 : Détermination du facteur de qualité Q. ……92
Tableau. IV.8 : Le comportement des trois premiers modes. . ……..95
Tableau. IV.9 : Coefficient de participation massique. . ……..96
Tableau. IV.10 : Calcul de la force sismique. . ……..97
Tableau. IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. ……98
Tableau. IV.12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X. . ……...100
Tableau. IV.13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y. ……101
Tableau. IV.14 : Calcul du moment de renversement. . ……....102
Tableau. IV.15 : Calcul du moment stabilisant. ……..……..102
Tableau. IV.16 : Vérification de stabilisation. . ……....103
Tableau. IV.17 : Vérification des déplacements inter-étage sens X. ……104
Tableau. IV.18 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y……...105
Tableau. IV.19 : Vérification l'effet P- Δ sens X. . ……..……..106
Tableau. IV.20 : Vérification l'effet P- Δ sens Y. . ……107
Tableau. IV.21 : Vérifications des sollicitations normales. . ……108

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau. V.1 : Les données de calcul…….…….109
Tableau. V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales... ……...……..111
Tableau. V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires. . ……112
Tableau. V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales…….…….112
Tableau. V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……113
Tableau. V.6 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA…….114
Tableau. V.7 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA……115
Tableau. V.8 : Calcul de $\overline{\tau_u}$. . ……...……..122
Tableau. V.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……122
Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……..123
Tableau. V.11 : Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement…….…….124
Tableau. V.12 : Vérification de la flèche des poutres……..…..124
Tableau. V.13 : Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU……128
Tableau. V.14 : Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU…….……130

Tableau. V.15 : Vérification des sections d'armatures longitudinales des poteaux à l'ELU……..…..131
Tableau. V.16 : Vérification des armatures à ELS des poteaux……..…132
Tableau. V.17 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……..…..134
Tableau. V.18 : Les armatures transversales et leurs espacements……..…...135
Tableau. V.19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales……..…….136
Tableau. V.20 : Les armatures verticales des voiles V1, V3, V4, V6, V7 de 15 cm……..142
Tableau. V.21 : Les armatures verticales des voiles V2, V5, V8, V9 de 15 cm…….……143
Tableau. V.22 : Vérification a l'effort tranchant des voiles (V1, V3, V4, V6, V7)…….…..145
Tableau. V.23 : Vérification a l'effort tranchant des voiles (V2, V5, V8, V9)……..145
Tableau. V.24 : Détermination des armatures horizontales des voiles V1, V3, V4, V6, V7……...…146
Tableau. V.25 : Détermination des armatures horizontales des voiles V2, V5, V8, V9…...147

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau. VI-1 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux ……153
Tableau. VI-2 : armatures principales des semelles filantes. ……154
Tableau. VI-3 : Longueur de scellement. ……..155
Tableau. VI-4 : Dimensionnement de la poutre de libage . …….……..156
Tableau. VI-5 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage. …….……157
Tableau. VI-6 : Détermination des moments de la poutre de libage. ……158
Tableau. VI-7 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……..159
Tableau. VI-8 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'EL.…160
Tableau. VI-9 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……...…….161
Tableau. VI.10. Valeurs de α. ……...…..…162
Tableau. VI.11. Valeurs des forces stabilisatrices du mur de soutènement…….167
Tableau. VI.12.Coefficient d'accélération de zone A……...…….169
Tableau. VI.13. Les données de calcul. …….……171

Notations

***Majuscules romaines :**

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

$\mathbf{A_{max}}$, $\mathbf{A_{min}}$: Section d'acier maximale et minimale.

$\mathbf{A_t}$ **:** Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

$\mathbf{B_r}$ **:** Section réduite du béton d'un poteau.

$\mathbf{B_t}$ **:** Section de la partie tendue.

$\mathbf{L_t}$ **:** Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue.

$\mathbf{E_{vj}}$ **:** Module de déformation longitudinale différée du béton.

$\mathbf{E_{ij}}$ **:** Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

$\mathbf{E_s}$ **:** Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

$\mathbf{I_e}$ **:** Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

$\mathbf{M_0}$ **:** Moment isostatique.

$\mathbf{M_t}$ **:** Moment fléchissant en travée d'une poutre.

$\mathbf{M_a}$ **:** Moment fléchissant en appui d'une poutre.

$\mathbf{M_u}$ **:** Moment fléchissant à l'E.L.U.

$\mathbf{M_{ser}}$ **:** Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

$\mathbf{N_{ser}}$ **:** Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T_w : Effort tranchant à gauche.

T_e : Effort tranchant à droite.

T_{ser} : Effort tranchant à L'E.L.S

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b : Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : 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_1, c_2, c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

e_p : Épaisseur.

a : épaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : rayon de giration.

L_f : Longueur de flambement.

S_t : Espacement d'armature transversale.

$S_{réa}$: Espacement de répartition.

***Majuscules grecques :**

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

***Minuscules grecques :**

α : coefficient fonction de l'élancement du poteau.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

***Autres notations :**

RDC : rez-de-chaussée.

SF : semelle filante.

C .V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude ; nous avons procédé a l'étude de la structure porteuse d'un bloc situé a «BERROUAGUIA» wilaya de MEDEA, il constitué d'un entresol et un rez-de-chaussée destiné à des commerces et 7 étages à usage d'habitation.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces 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 relatifs nécessaires sont présentés au 3eme chapitre.

Le 4eme chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « ROBOT 2010 », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistance (portique et voiles), ce dernier fait l'objectif du 5eme chapitre. Finalement, notre bloc a été fondé conformément au rapport du sol.

A la fin; on terminera notre travail avec une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I. Introduction :

I.1 / présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudiée consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un 46 logement, donc on a choisies un bloc en béton armé comportant sept (07) niveaux sur rez-de-chaussée et un entresol avec terrasse inaccessible (R+7 + entre sol) à usage multiple (usage d'habitation avec locaux commerciaux).

L'ouvrage en question sera implanté a (BERROUAGUIA) wilaya de MEDEA, classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

I.2.1 / Dimensions en plan du bâtiment :

Longueur = 25.15 m

Largeur = 25.15 m

I.2.2 / Dimensions en élévation du bâtiment :

Hauteur de entresol = 3.40 m

Hauteur de RDC = 3.06 m

Hauteur de chaque étage = 3.06 m

Hauteur totale = 27.88 m

I.2.3 / Le système structural :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui sollicité par deux efforts :

1- Les efforts verticaux durent au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.

2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et des portiques.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

I.2.4 / Plancher :

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction. Ils s'appuient sur des éléments porteurs. Ils jouent le rôle :

* De plate forme porteuse pour l'étage considère.
* De toit pour l'étage sous-jacent.
* D'écran permettant le confort de l'habitation.
* D'élément de stabilité.

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

On a deux types de plancher :

* Un plancher à corps creux.
* Un plancher à dalle plein.

I.2.5 / Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

-Murs extérieurs (double cloison) : Ils sont composés de :

* Un cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
* Un cloison en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.
* Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

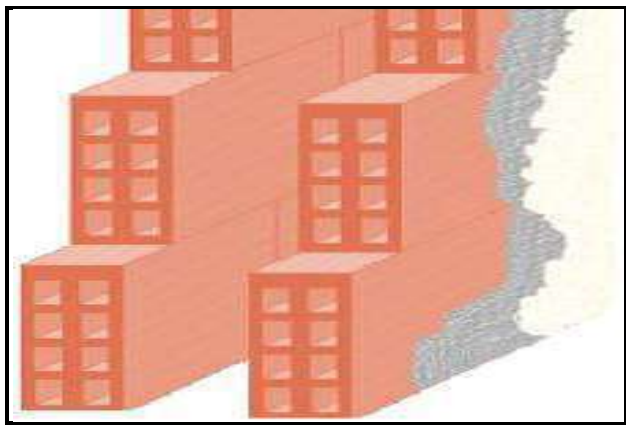


Figure I.1 : Mur extérieur.

-Murs intérieurs (simple cloison) :

Constitues par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur

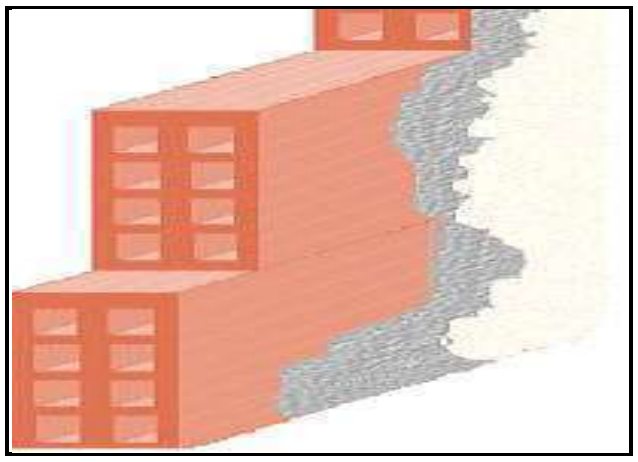


Figure I.2 : Mur intérieur.

I.2.6 / Revêtement :

Les revêtements 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 crépissages des façades extérieurs.

I.2.7 / Les escaliers :

Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers droits avec deux volets et un palier inter étages.

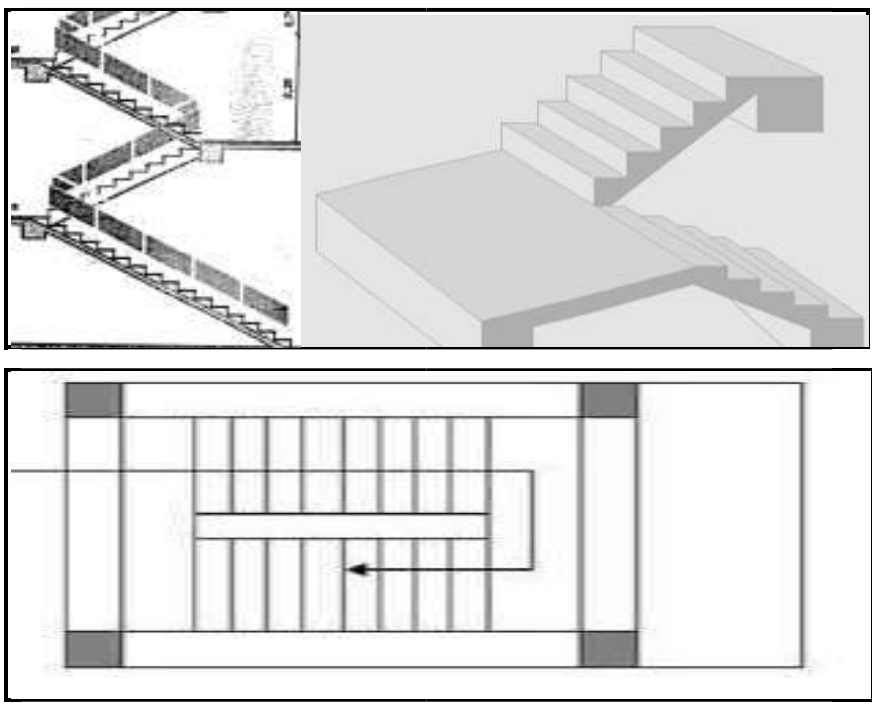


Figure I.3 : Escalier droit.

I.2.8 / L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

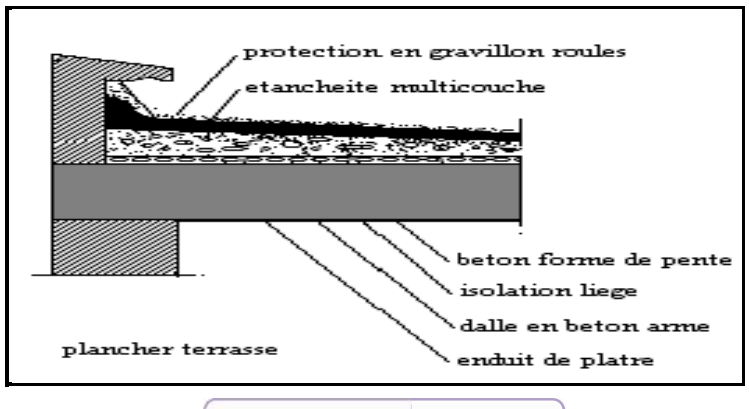


Figure I.4 : L'acrotère.

I.2.9 / Balcon :

Dans notre structure les balcons sont représentés par une forme rectangulaire en dalles pleines.

I.2.10 / Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurent l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

Béton armé :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal :

Béton Armé = Béton + Aciers

I.3.1 / Le béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 de 350 Kg/m^3 ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}= 25 MPa.

Donc une résistance à la traction f_{t28} = 2.1 MPa.

I.3.1.1. Résistance du béton : [2]

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

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notéef_{c28}.

I.3.1.1.a / Résistance caractéristique à la compression : ▸▸Art [A.2.1.1.1] ◂◂

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

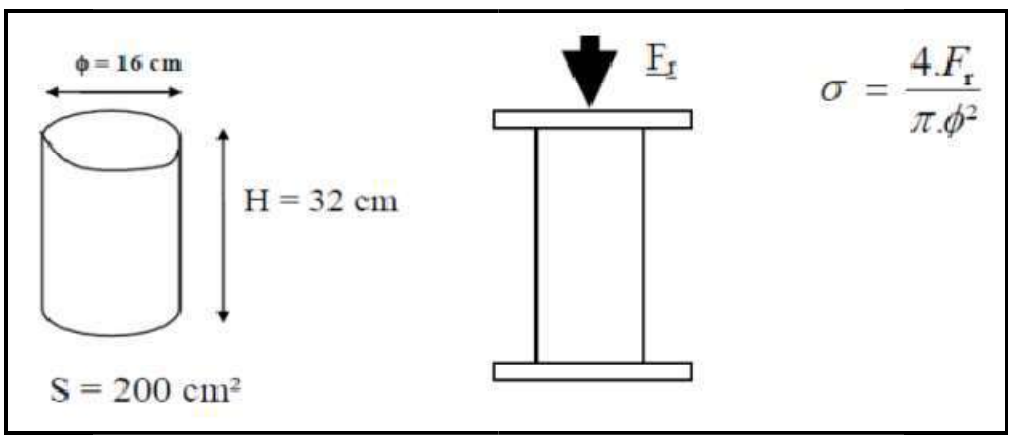
Pour des bétons d'un âge « j » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} \le 40 \text{ Mpa}$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

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

*L'essai est effectue sur des cylindres en béton comme suit :



I.3.2/ Résistance caractéristique à la traction : ▸▸Art [A.2.1.1.2] ◂◂

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " ftj" est déterminée par trois

essais :

1. En traction directe.
2. En traction par fendage.
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f «tj» est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

$$\mathbf{f_{tj} = 0,6 + 0,06\ f_{c28}}$$

Avec **f_{cj}** et **f_{tj}** en MPa.

I.3.1.2. Module d'élasticité: [2]

I.3.1.2.a/ Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij}=11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa) E_{i28} = 32164.195 MPa. ▸▸**Art [A.2.1.2.1]** ◂◂

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{ij}=3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa) E_{i28} = 10721.40 MPa. ▸▸**Art [A.2.1.2.2]** ◂◂

I.3.1.2.b / Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

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

I.3.1.1. Contrainte limite :

3.1.3.a) 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

3.1.3.b) contrainte-déformation : [2] ▸▸**Art [A.4.3.4.1]** ◂◂

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

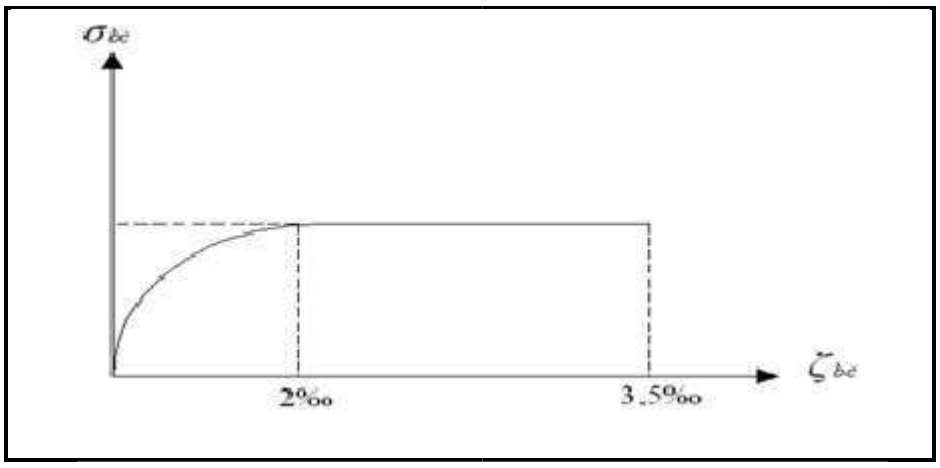


Figure I.5 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU [2].

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85\, f_{cj}}{\theta.\gamma_b} \quad [2]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

γ_b = 1.5 pour une combinaison fondamentale.

γ_b = 1.15 pour une combinaison accidentelle.

θ= 1 lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heurs.

θ = 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.

I.3.2 / L'acier :

I.3.2.1. Définition :

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

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale a : Es =200000 MPa.

I.3.2.2. Différent types d'aciers:

L'acier utilise 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 utilises sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e(MPa)
PML	Armature transversale	TLE520		
Barre haute adhérence	Armature longitudinale	F_eE400	T ≥ 10	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	$0 \leq \emptyset \leq 6$	520

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance FeE400 type 1 fe=400MPa

I.3.2.3. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [2] ▸▸Art [A.2.2.1] ◂◂

Expérimentalement, le règlement (CBA93) ne prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : [2 x 10^5 MPa].

I.3.2.4. Contraintes limites :

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

I.3.2.4. a. Diagramme contrainte-déformation : [2] **►► Art [A.2.2.2] ◄◄**

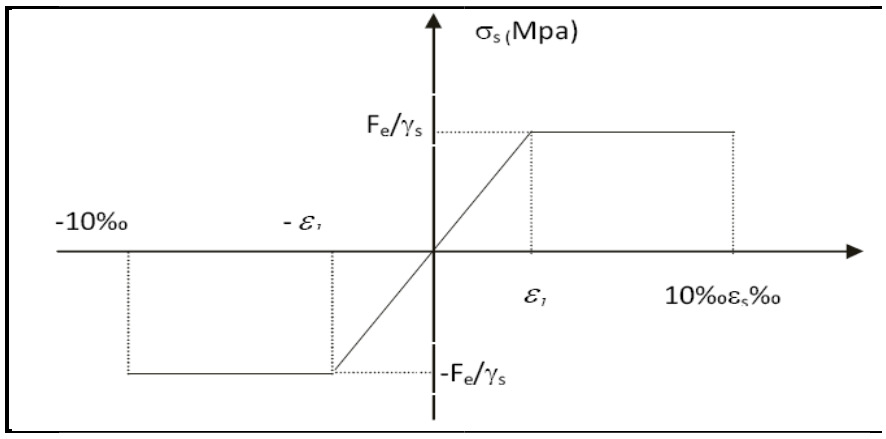


Figure. I.6 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier

F_e: Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

γ_s: Coefficient de sécurité, avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 \text{ situation durable} \\ 1 \quad \text{situation accidentelle} \end{cases}$

❖ **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 [2]

❖ Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \min [2\frac{f_e}{3}, 110\sqrt{nf_{tj}}]$ (MPa) [2]

❖ Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \min [2\frac{f_e}{2}, 90\sqrt{nf_{tj}}]$ (MPa) [2]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = \begin{cases} \mathbf{1} & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ \mathbf{1.6} & \text{Pour les armatures à haute adhérence} \end{cases}$

HYPOTHESES DE CALCUL :

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3,5‰** en flexion simple ou composée et à **2‰** dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10‰.**
- La contrainte de calcul, notée «**σs**» et qui est définie par la relation :

$\sigma_s = f_e/\gamma_s$ Est égal à :

✓ Rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204{,}34\text{MPa}\ldots\ldots\ldots \textit{Situation durable.} \\ \sigma = 235\text{MPa}\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{Situation accidentelle.} \end{cases}$

- Allongement de rupture **: ξ_s= 10‰.**

Chapitre II

Prédimensionnement

II.1 Introduction :

Le but du Pré dimensionnement est de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations 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 pré dimensionnement des poteaux base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, pour assurer la stabilité, et la résistance de l'ouvrage.

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- ✓ les planchers.
- ✓ les poutres.
- ✓ les poteaux.

II.2. prédimensionnement des dalles :

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes données en référence :

**** Observation :***

Les planchers de notre structure sont à corps creux et à dalle pleine, les caractéristiques de ces types de planchers sont :

- ✓ La facilite d'exécution.
- ✓ La protection contre l'humidité.
- ✓ La bonne transmission des charges.
- ✓ La bonne isolation thermique et phonique.

II.2.1 Plancher en corps creux :

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même. Ce plancher se compose de trois éléments essentiels :

- ✓ Les poutrelles.
- ✓ La dalle de compression.

✓ L'élément en corps creux.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

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

$$h_t = \frac{L}{22.5}$$

Avec :

✓ **L** : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

✓ **ht** : hauteur totale du plancher.

On a : L = **480 cm** d'où alors **19.2 ≤ ht ≤ 24**

On adopte : **ht = 20cm**

Telle que : ht = **(d + e)**

Donc : **d = 16cm** (hauteur de corps creux)

e = 4cm (hauteur de la dalle de compression, selon le CBA93 ARTICLE B7.2.2).

***Condition d'isolation acoustique :**

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

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

***Conclusion :**

On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composes d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

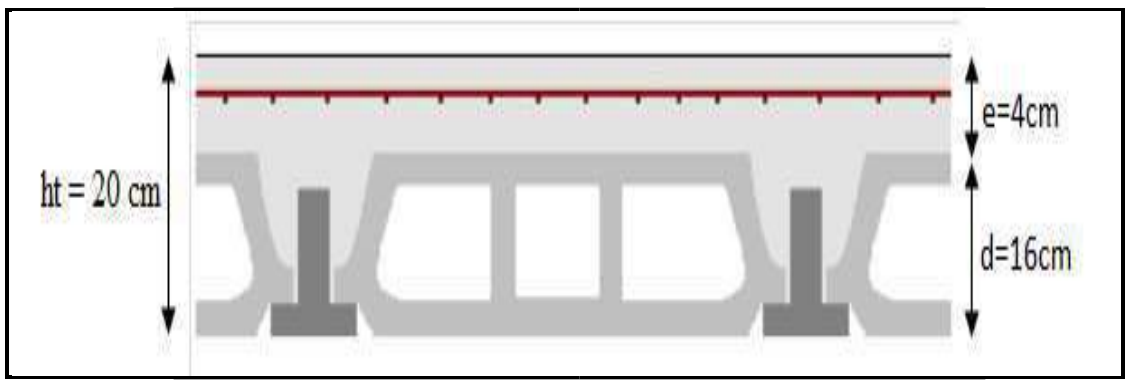


Figure II.1: plancher corps creux.

II.2.2 Les dalles pleines :

On a un seul type de dalle pleine, représentée sur la figure. La méthode de calcul est celle des lignes de rupture. Notre dalle est encastrée sur trois côtés et soumise à une charge uniformément répartie.

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

❖ Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :……. [2]

♦ $\frac{L_x}{45} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40}$

- dalle reposant sur deux appuis :

♦ $\frac{L_x}{35} \leq e_p \leq \frac{L_x}{30}$

Où :

♦ e_p : épaisseur de la dalle.

♦ L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

♦ Pour le cas de notre structure, on a : L = 4.80 m.

Donc, critère de résistance : $\frac{370}{45} \leq e_p \leq \frac{370}{40} \longrightarrow 10.67 \leq e_p \leq 12$

❖ Sécurité contre l'incendie :

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

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

❖ condition d'isolation acoustique : $e_p \geq 15$ cm.

Conclusion :

Pour la dalle pleine on adoptera : e_p = 15cm

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

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

Notre structure présente trois types de planchers :

✓ plancher terrasse inaccessible en corps creux.

✓ plancher courant en corps creux.

- ✓ Plancher en dalle pleine.

II.3.1/ charges permanentes:

A/ Plancher Terrasse inaccessible en corps creux :

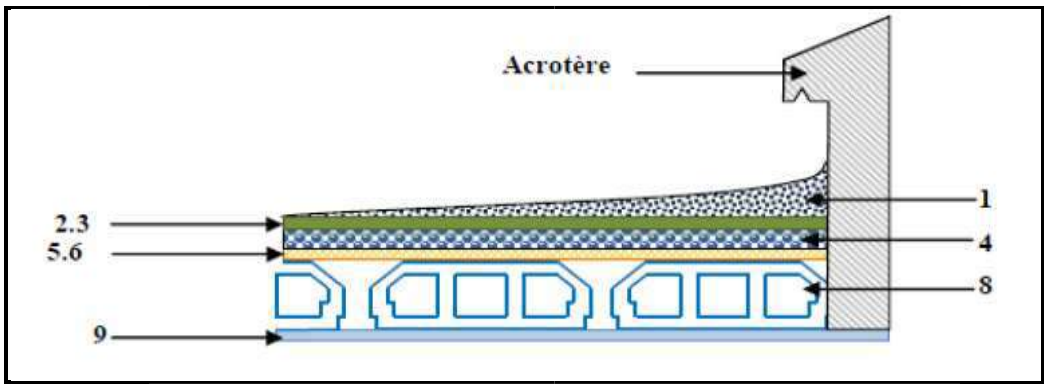


Figure II.2 : composante d'un plancher terrasse.

Tableau II.1. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				**6.50**

B / : Plancher courant en corps creux :

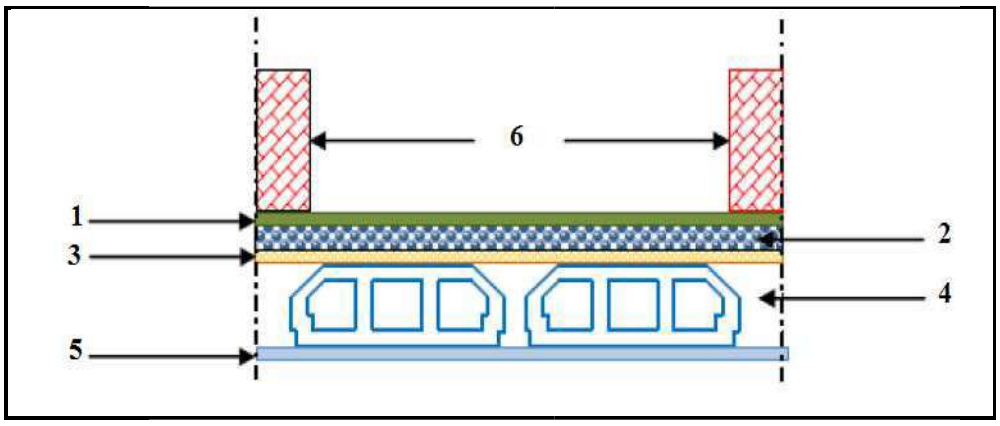


Figure II.3 : composante d'un plancher courant.

Tableau II.2 Charge permanent du plancher courant à corps creux

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN /m³)	Poids surfaciques (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 (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Simple cloison	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

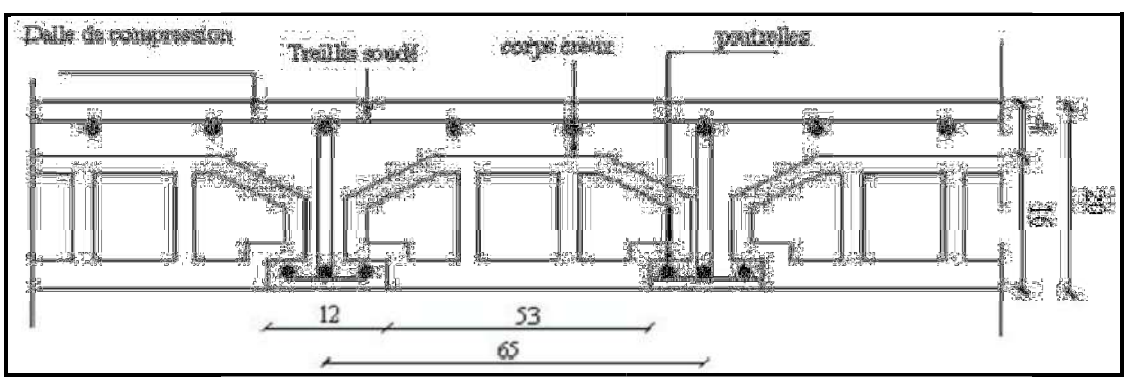


Figure II.4 : Plancher à corps creux

C/ : Dalle pleine :

C-1 : Balcon de la terrasse :

Tableau II.3. Charge permanente due aux balcons de la terrasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.05
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
Charge permanente G				**7.65**

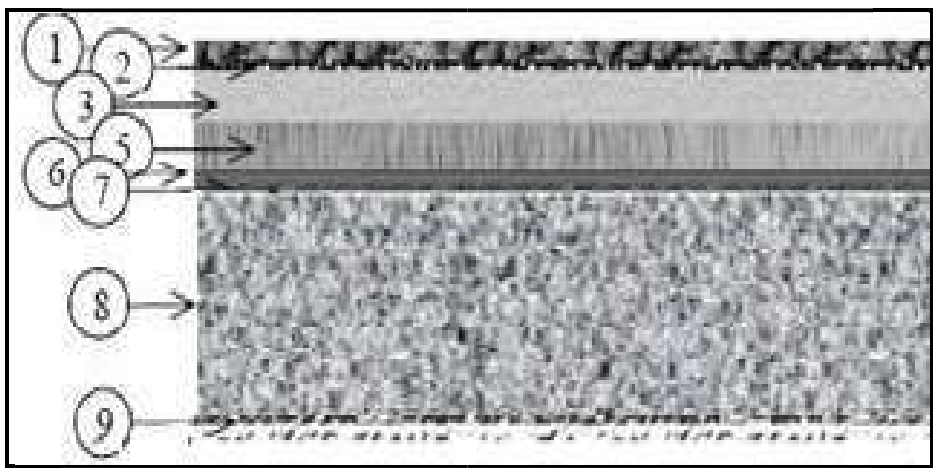


Figure II.5. Composants d'un balcon de la terrasse

C-2 : Balcon de l'étage :

Tableau II.4.Charge permanente due aux balcons d'étage

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	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
Charge permanente G				**5.49**

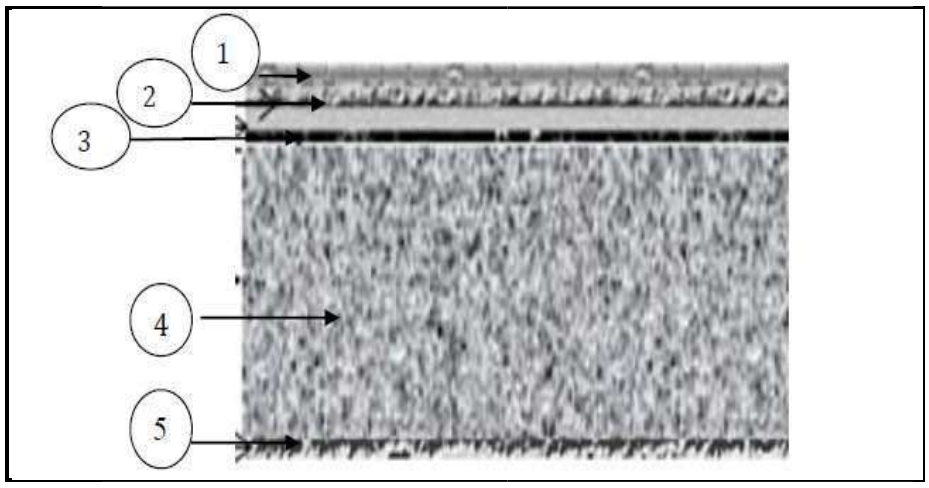


Figure II.6. Composants d'un balcon de l'étage

D/ : Maçonnerie :

D-1 : Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.5: charge permanent du mur simple cloison

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m³)	Poids surfaciques (kN/m²)
1	Enduit-en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	09	0.90
3	Enduit-en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**1.62**

D-2 : Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II.6 : charge permanent du mur double cloison.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m³)	Poids surfaciques (kN/m²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**2.52**

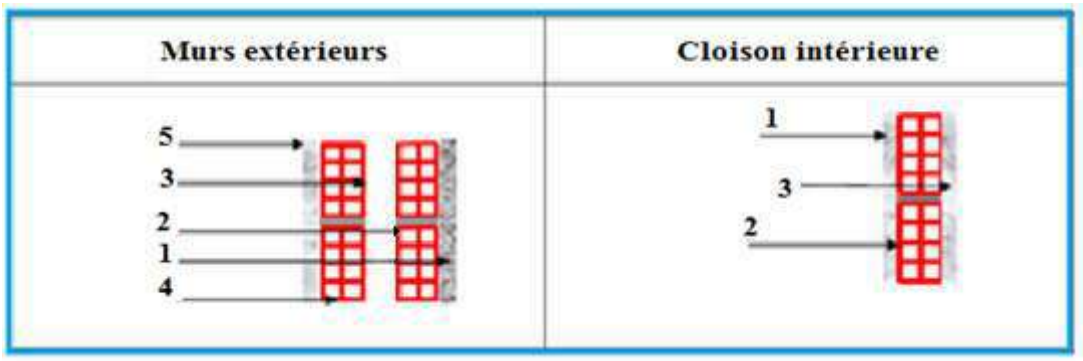


Figure II.7 :Mur double cloison et mur simple cloison

II.3.2/ Charge d'exploitation :

Eléments	Surcharge d'exploitation (kN/m²)
Plancher terrasse	**1.0**
Plancher courant à usage d'habitation	**1.5**
Balcon	**3.5**

II.4 Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont généralement de section rectangulaire ou en « T ».

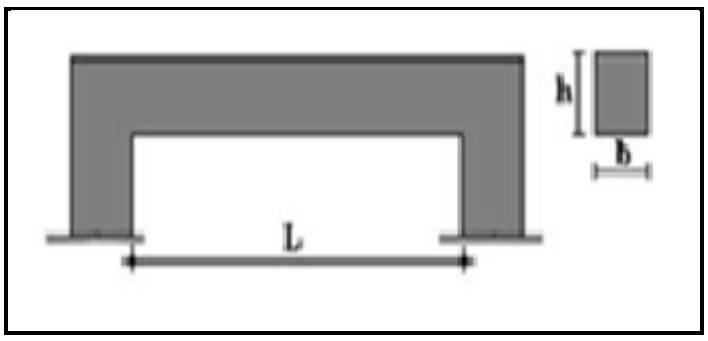


Figure II.8 : dimensionnements de la poutre.

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

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

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

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

- ✓ $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- ✓ $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIa sont: **[1] ►► Art [7.5.1] ◄◄**

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.7 : pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de Résistance	L max = 4.80 m $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ $\Rightarrow 32 \leq h \leq 48$ on adopte h =45 cm $0.3h \leq b \leq 0.7h$ $\Rightarrow 13.5cm \leq b \leq 31.5$ cm on adopte b = 30cm	L max = 4.80 m $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ $\Rightarrow 32cm \leq h \leq 48$ on adopte h = 35 cm $0.3h \leq b \leq 0.7h$ $\Rightarrow 10.5cm \leq b \leq 24.5$ cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99 version 2003	h=45cm≥30cm b=30cm≥20cm $\frac{h}{b}=1.5 \leq 4$ (condition vérifiée)	h=35cm≥30cm b=30cm≥20cm $\frac{h}{b}=1.17 \leq 4$ (condition vérifiée)
Condition de rigidité (h/l≥1/16)	$(\frac{h}{L}=0.0937) \geq (\frac{1}{16}=0.0625)$ (condition vérifie)	$(\frac{h}{L}=0.0729) \geq (\frac{1}{16}=0.0625)$ (condition vérifie)
Conclusion	h = 45 cm ; b = 30 cm	h =35 cm ; b = 30 cm

Conclusion :

1-toutes les vérifications de R.P.A 99 version 2003 sont satisfaisantes.

2-Toutes les conditions sont vérifiées on adopte les sections :

- ✓ Poutres principales (Sens porteur) : (b*x*h) = (30x45) cm²
- ✓ Poutres secondaires (Sens non porteur) : (b*x*h) = (30x35) cm²

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

A-Principe :

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le [2] ▸▸ [Art B.8.1.1] ◂◂ cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu*=1.1Nu).

B-Etapes de prédimensionnement (calcul) :

• choix du poteau le plus sollicité.

• calcul de la surface reprise par le poteau.

• détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant a ce poteau.

• les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003 ►► [Art 7.4.1] ◄◄.

Pour les poteaux rectangulaires :

- ✓ MIN $(b_1, h_1) \geq 25$ cm.
- ✓ MIN $(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ (zone II et I).
- ✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

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

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$ **(CBA93 [B.8.4.1])**

Avec :

Br : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle **1cm** d'épaisseur sur toute sa périphérie **« Br = (b-2cm) x (h-2cm) ».**

Nu : Effort normal ultime (compression) = **1,35G + 1,5Q**.

fe : Limite élastique de l'acier (f_e=400MPa).

fc28 : Resistances caractéristiques du béton et de l'acier (fc_{28} = 25 MPA).

As : Section d'armatures dans le poteau prise égale a 0,1% de la section réelle du poteau (A=B/1000).

γ_b: Coefficient de sécurité pour le béton

- ✓ γ_b=1,50…….. (Situation durable).

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

- ✓ γ_s=1,15…….. (Situation durable).

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

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

$$\alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

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

λ: Elancement d'EULER *:* $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f **:** Longueur de flambement.

i: Rayon de giration **:** $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : Moment d'inertie de la section par rapport a l'axe passant par son centre de gravite et Perpendiculaire au plan de flambement : $I = \frac{bh^3}{12}$

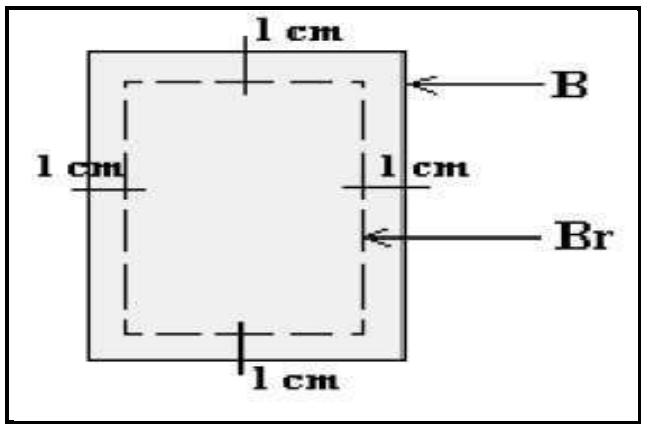


Figure. II.9 : Section réduite du poteau

C - Calcul de la longueur de flambement L_f : [2]

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

- 0.7 x L_0: si le poteau est à ses extrémités :

* Soit encastré dans un massif de fondation

* Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part

- L_0 : dans les autres cas.

Dans ce projet on a :

∗ L_0= 3.06 m : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, cas des étages courants.

∗ L_0=3.40 m : est comptée entre face supérieure du RDC avec le entresol.

Conclusion :

Pour les étages courants, le RDC et le entresol on a $\mathbf{L_f = 0.7 L_0}$.

D- Calcul de l'effort N_u :

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

- Une section de (**45×45**) cm² pour le entre sol, RDC et 1er étage.

- Une section de (**40×40**) cm² pour le 2éme, 3éme, et le 4éme étage.
- Une section de (**35×35**) cm² pour le 6éme, 7éme et le 8éme étage.

Tableau II .8. Calcul de $\overline{N_u}$

Etage	Dim	Br (cm)	L_0 (cm)	L_f (cm)	i	λ	α	As (cm²)	$\overline{N_u}$ (N)
7ème Etage	35x 35	1089	306	214.2	10.10	21.20	0.708	1.225	1457.966
6ème étage	35 x 35	1089	306	214.2	10.10	21.20	0.708	1.225	1457.966
5ème étage	35 x 35	1089	306	214.2	10.10	21.20	0.708	1.225	1457.966
4ème étage	40 x 40	1444	306	214.2	11.55	18.54	0.804	1.600	2194.699
3ème étage	40 x 40	1444	306	214.2	11.55	18.54	0.804	1.600	2194.699
2ème étage	40 x 40	1444	306	214.2	11.55	18.54	0.804	1.600	2194.699
1ér étage	45x 45	1849	306	214.2	12.99	16.49	0.813	2.025	2841.0.35
RDC	45x 45	1849	306	214.2	12.99	16.49	0.813	2.025	2841.0.35
Entre Sol	45x 45	1849	340	238.0	12.99	18.32	0.805	2.025	2813.079

E- La surface reprise par le poteau :

- ❖ la surface totale du plancher :

St= (2.30+2.40) x (1.7+1.875) = **16.80 m²**.

- ❖ la surface partielle du plancher :

Sp= (2.15+2.25) x (1.727+1.55) = **14.42 m²**.

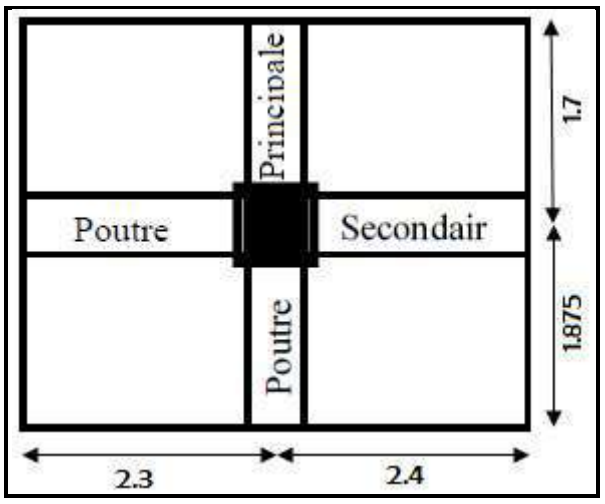


Figure II .10. Surface reprise par le poteau du 5éme, 6éme et 7éme étage

F-Descente des charges : [3] ►► [Art 6.3] ◄◄

- ✓ L'effort normal ultime de résistance :

1. Surcharges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les surcharges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étages de 10% jusqu'à 0.5Q.

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

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.

* $Q_1, Q_2,\ldots..,Q_n$: les charges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II .9. Détermination des surcharges d'exploitation

Etage	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q (kN)
7ème étage	1	Q0	16.80		16.80
6ème étage	1.5	Q1	25.20	1	42.00
5ème étage	1.5	Q2	25.20	0.95	67.20
4ème étage	1.5	Q3	25.20	0.90	92.40
3ème étage	1.5	Q4	25.20	0.85	117.6
2ème étage	1.5	Q5	25.20	0.80	142.8
1ér étage	1.5	Q6	25.20	0.75	168.0
RDC	1.5	Q7	25.20	0.70	193.2
Entre sol	1.5	Q8	25.20	0.68	218.4

2-charges permanentes et Nu :

Tableau II 10. Vérifications du ($1.1N_u \leq \overline{N_u}$)

	éléments	G (kN)	G (kN)	Gcum (kN)	Qcum (kN)	Nu (kN)	$1.1N_u$ (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N_u}$
7ème étage	Poutre p	11.05	125.70	125.702	16.80	194.89	214.38	1457.966	CV
	Poutre s	11.55							
	Poteau	9.37							
	plancher	93.73							
6ème étage	Poutre p	11.05	118.49	244.19	42.00	392.65	431.91	1457.966	CV
	Poutre s	11.55							
	Poteau	9.37							
	plancher	86.52							
	Poutre p	11.05							

5ème étage	Poutre s	11.55	118.49	362.68	67.20	590.41	649.45	1457.966	CV
	Poteau	9.37							
	plancher	86.52							
4ème étage	Poutre p	11.05	121.36	484.04	92.40	792.05	871.25	2194.699	CV
	Poutre s	11.55							
	Poteau	12.24							
	plancher	86.52							
3ème étage	Poutre p	11.05	121.36	605.4	117.6	993.69	1093.06	2194.699	CV
	Poutre s	11.55							
	Poteau	12.24							
	plancher	86.52							
2ème étage	Poutre p	11.05	121.36	726.76	142.8	1195.32	1314.85	2194.699	CV
	Poutre s	11.55							
	Poteau	12.24							
	plancher	86.52							
1ér étage	Poutre p	11.05	124.61	851.37	168.0	1401.35	1541.48	2841.0.35	CV
	Poutre s	11.55							
	Poteau	15.49							
	plancher	86.52							
RDC	Poutre p	11.05	124.61	975.98	193.2	1607.37	1768.11	2841.0.35	CV
	Poutre s	11.55							
	Poteau	15.49							
	plancher	86.52							
Entre -sol	Poutre p	11.05	126.33	1102.311	218.4	1815.72	1997.29	2813.079	CV
	Poutre s	11.55							
	Poteau	17.21							
	plancher	86.52							

Effort normal de résistance :

$N_u = 1.35G + 1.5Q$ ►► (Art B.8.11) ◄◄

$N_u = N_u + 0.1N_u = 1.1N_u$

3-Vérification selon le RPA99 version2003 : ►► [Art 7.5.1] **◄◄**

Le pré dimensionnement doit respecter les conditions imposées par le RPA 99 pour la zone IIa.

Le règlement préconise :

Tableau II .11. Vérifications de coffrage des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition		vérification
Min (b1, h1) ≥ 25 cm	Min (b1, h1) = 45cm ≥ 25 cm		C.V
Min (b1, h1) ≥ he /20	Entre sol	Min (b1, h1) =45cm ≥ (he/20) = (3.40-0.45)/20=14.75cm	C.V
	RDC +1er étage	Min (b1, h1) =45cm ≥ (he/20) = (3.06-0.45)/20=13.05cm	C.V
	2 éme+ 3éme +4ém étage	Min (b1, h1) =40cm ≥ (he/20) = (3.06-0.45)/20=13.05cm	C.V
	5éme +6éme+7éme étage	Min (b1, h1) =35cm ≥ (he/20) = (3.06-0.45)/20=13.05cm	C.V
0.25 ≤ (b1/h1) ≤ 4	0.25 ≤ (b1/h1)=1 ≤ 4		C.V

***Résultat :**

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003 et à la condition de la capacité ultime.

***Conclusion** :

On adopte la section des poteaux suivante :

(bxh) = (45 x 45) cm² pour Entresol, RDC et 1er étages

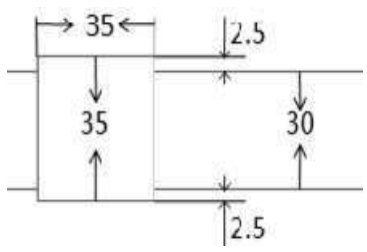
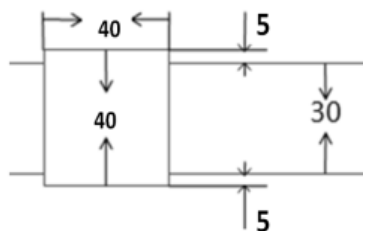
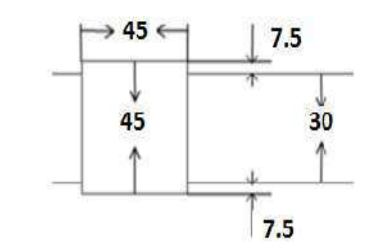
(bxh) = (40 x 40) cm² pour 2ème étages, 3ème étages et 4ème étages

(bxh) = (35 x 35) cm² pour 5ème étages, 6ème étages et 7ème étages

II.6 : Vérification aux zones nodales selon RPA99 version 2003 ►► [Art 7.5.1] ◄◄ :

Il nous reste à vérifier :

$$\begin{cases} b_{max} \leq 1.5h1 + b1 \\ d \leq Max\,(b1/2;h1/2) \end{cases}$$

	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	35	35	Oui	2.5	17.5	Oui
	30	40	40	Oui	5	20	Oui
	30	45	45	Oui	7.5	22.5	Oui

II.7 :Pré dimensionnement des voiles :

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

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

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

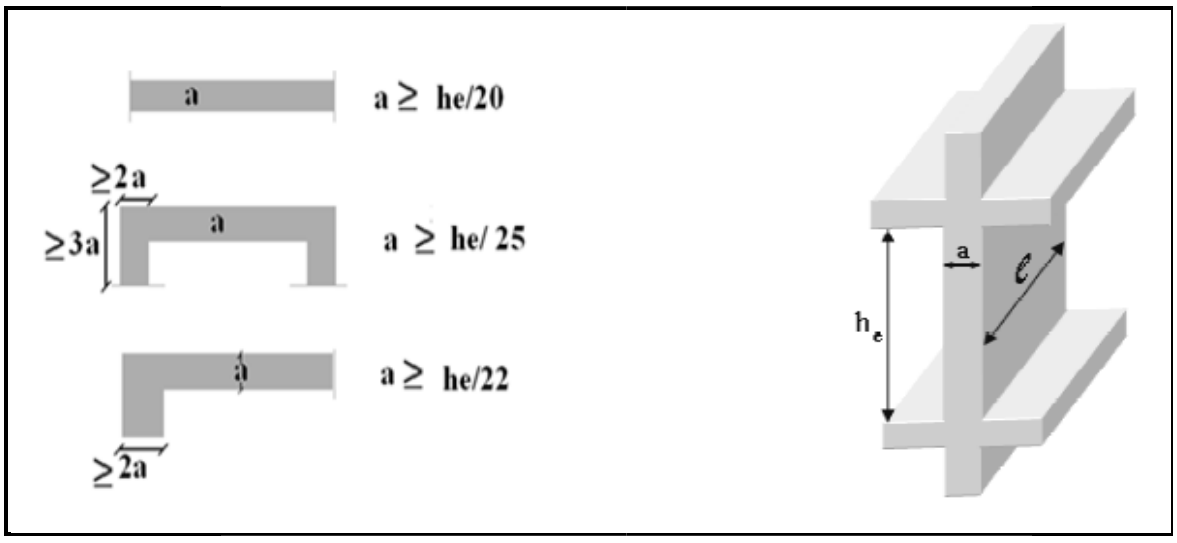


Figure II .11. : Coupe de voile en plan voile en 3D

Donc :

- a ≥ Max (15 cm ; $\frac{h_e}{25}$; $\frac{h_e}{20}$).

Donc : a ≥ Max $\left\{ 15\text{ cm} ; \frac{h_e}{22} \right\}$

	h_e	a (cm)
RDC + étage courant	3.06-0.45	15
Entre sol	3.40-0.45	15

Conclusion :

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

Après avoir pré dimensionné tous les éléments, nous pouvons résumer les résultats dans le tableau suivant :

Hauteur	Plancher corps creux	Ht = 20cm
	Dalle pleine	e =15 cm
Section des poutres	Poutre principale	(30 x 45) cm²
	Poutre secondaire	(30 x 35) cm²
Section des poteaux	Entresol +RDC +1er étage	(45 x 45) cm²
	2éme+ 3éme+ 4éme étage	(40 x 40) cm²
	5éme+ 6éme +7éme étage	(35 x 35) cm²
Epaisseur des voiles	Entresol +RDC + étages courants	a=15 cm

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- ❖ Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- ❖ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considères comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III-1. Acrotère :

1/ Définition :

L'acrotère est considéré comme un élément décoratif coulé sur place assurant la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de forme en pente.

2/ Principe de calcul :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse cette dernière est sollicité par deux efforts importants :

- ✓ Effort vertical dû à son poids propre.
- ✓ Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, a la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

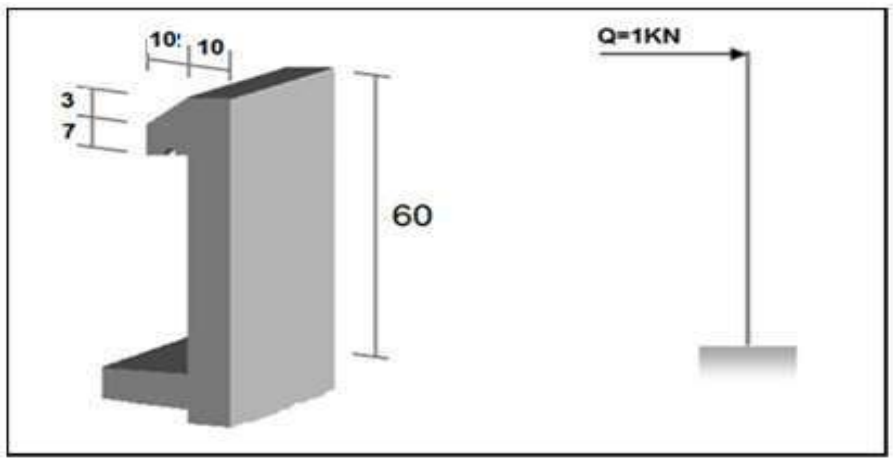


Figure III .1. L'acrotère.

3/ Charges permanentes et surcharges d'exploitations :

Tableau III -1 : Evaluation des charges et surcharges.

Charge permanente G [kN]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.1)+(0.03*(0.1/2))]*25*1 = **1.712**
charge d'exploitation Q [kN]	**1**

4/Calcul des efforts :

Tableau III.2. Détermination des efforts.

L'E.L.U
L'effort normal : Nu =1,35.G = 1,35 x 1.712 = **2,311 kN**
Moment d'encastrement : Mu =1,5 x Q x h = 1,5 x 1 x 0,6 = **0,9 kN.m**
L'effort tranchant : Tu =1,5 x Q = 1,5 x 1 = **1,5 kN**
L'E.L.S
L'effort normal : Nser = G = **1.712 kN**
Moment d'encastrement : Mser = Q x h =1 x 0,6 = **0,6 kN.m**
L'effort tranchant : Tu = Q =**1 kN**

5/ Calcul du ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée.

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.3. Dimensionnement de l'acrotère.

Dimensions		Notations	
Notations	Valeurs	Notations	Valeurs
B	100 cm	N_u	2.311 kN
H	10 cm	M_u	0,9 kN.m
c_1	2.5 cm	N_{ser}	1.712 kN
c_2	2.5 cm	M_{ser}	0,6 kN.m
Longueur de flambement		Résistances caractéristiques	
Notations	Valeurs	Notations	Valeurs
L_0	0.6 m	f_{c28}	25 MPa
L_f	1.2 m	F_e	400 MPa

5-a /À ELU :

- **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.900}{2.311} \Longrightarrow$ **$e_0 = 38.94$ cm**

On a : $e_0 = 38.94$ cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

Alors on a une section partiellement comprimée.

1-Etude en flexion composé :

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

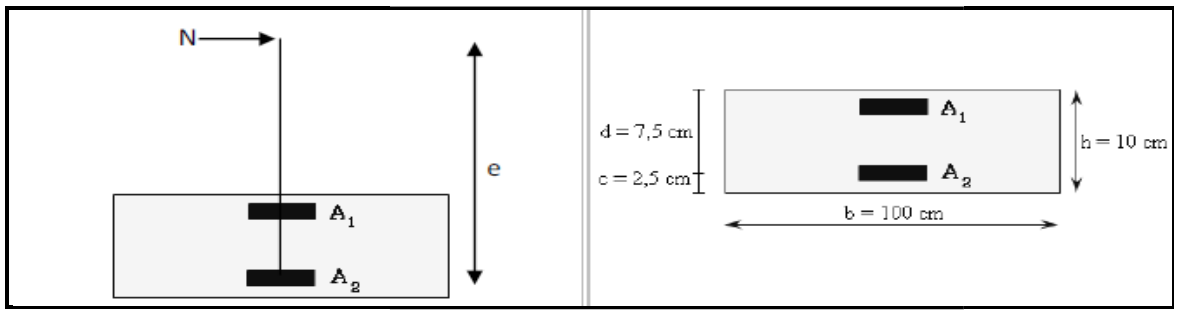


Figure III.2. Section de B.A à l'ELU

$e = e_0 + [(h/2) - c] \Longrightarrow e = 0.414$ m

$M_1 = N \times e \Longrightarrow M_1 = 0.958$ kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b\, b\, d^2} \Longrightarrow \mu = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_1 = 0.392 \Longrightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ \beta = 0.994 \end{cases}$

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s\, \beta\, d} \Longrightarrow A_1 = 0.370 \text{ cm}^2$$

2-Etude en flexion composé :

N : effort de compression, alors : $A = \frac{A_1 - N}{100\sigma_s} \Longrightarrow A = 0.303$ cm²

Et: $A' = A'_1 \Longrightarrow A' = 0$ cm²

Donc : $\begin{cases} A = 0.303 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité :**

❖ $A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1$ cm²

$A_{min} = 1$ cm² > $A = 0.302$ cm² $\Longrightarrow A = A_{min} = 1.00$ cm²

On adoptera : **A = 4HA8 = 2.01 cm²**

- **Armatures de répartition :**

On a : A/4 ≤ Ar ≤ A/2 ⟹ 0.50 ≤ Ar ≤1.005

Donc, on prendra : **Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²**

- **Espacement :**

St=25 cm ≤ S_{min}= min [3h=30 cm ; 33 cm]= 30 cm

$S_{rép}$=15 cm ≤ S_{min} = min [4h=40 cm ; 45 cm]= 40 cm

5-b /Vérification à l'E.L.S :

Données: Nser = 1.712 KN

Mser = 0.6KN.m

- **Calcul de l'excentricité:**

On a : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.712} = 35.05$ cm

(h/2)-c =5-2.5 =2.5cm < e_0 =35.05 cm

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{ser}} \geq \frac{I'_G}{\beta_0 \, \upsilon_2}$

Où: $\beta o = b \times h + 15 (A + A')$ ⟹ βo = 1030,15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{\beta_0}\left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A'c + Ad)\right] = \frac{1}{1030.15}\left[\frac{100 \times 10^2}{2} + 15(0 \times 2.5 + 2.01 \times 7.5)\right]$

υ_1 =5.073 cm

υ_2= h - υ_1 = 10 – 5.073 = 4.927 cm

$I'_G = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] =$ 8156.25 cm⁴

Alors: $\frac{I'_G}{\beta_0 \, \upsilon_2} = \frac{8156.25}{1030.15 \text{ X } 4.927} =$ 1.677 cm

$M_G' = N_{ser} \times GC' = 1.712 \times 0.3550 = 0.607$ N.m

$\frac{M'_G}{N_{ser}} = 35.05$ cm > $\frac{I'_G}{\beta_0 \, \upsilon_2} = 1.677$

Alors on a une section partiellement comprimé.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

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

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

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……..."*"

Tel que y_2: distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc : $C = \frac{h}{2} - e = -30.05\ cm < 0$

$\begin{cases} p = -2641.08\ cm^2 \\ q = 51719.75 cm^3 \end{cases}$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2641.08\,y_2 + 51719.75 = 0$

$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.43 \times 10^7 < 0 \Longrightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.990 \Longrightarrow \varphi = 171.89 \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 59.34 \end{cases}$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 32.06\ cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -59.27\ cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 27.21\ cm \end{cases}$

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 : $\begin{cases} y_2 = 32.06 \text{ cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.01 \text{ cm} \end{cases}$

$S_{XX'} = \frac{1}{2} b\, y_1^2 + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)] = 36.48 \text{ cm}^3$

$K = \frac{N_{ser}}{S_{XX'}} = \frac{1712}{36481} = 0.0469 \text{ N/mm}^3$

$\sigma_b = K\, y_1 = 0.0469 \times 20.1 = 0.942 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c2} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0469 \times (75 - 20.1) = 38.62 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66 \text{ MPa} ; 110\sqrt{\eta f_e} = 201.633 \text{ MPa}\right] = 201.633 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 38.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.633 \text{ MPa}$

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

6/ Vérification de l'effort tranchant :

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

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 \times 0.075} = -11.83 \text{ kN}$$

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

7/ Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \tau$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 1000}{1000 \times 75} = 0.02 \text{MPa}$$

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

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

8/ Vérification de l'acrotère au séisme:

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante:

$F_p = 4AC_PW_P$ **►►Art [6.2.3] ◄◄**

A: coefficient d'accélération;

A = 0,25 [Modificatifs et compléments aux RPA99 version 2003 (groupe d'usage2, zone IIa)]

C_P: Facteur de force horizontal

C_P = 0.8 ►► **Tab [6.1]** ◄◄

W_P: Poids propre de l'élément

W_P= 1,712 kN.

D'où alors : F_p = 4 x 0,25 x 0,8 x 1,712 ⟹ F_p = 1 ,37 KN < 1,5Q = 1,5kN (C.V)

Donc l'acrotère qui résiste à la force horizontale.

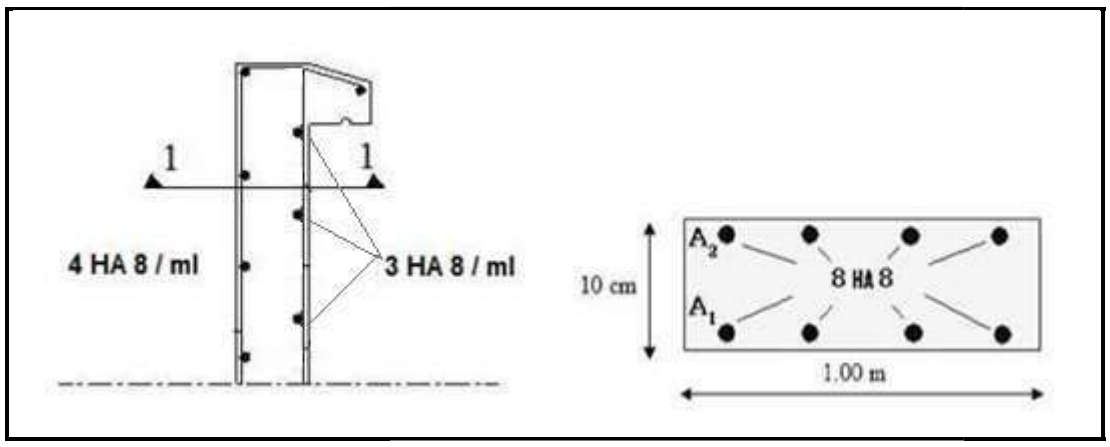


Figure III.3 : Ferraillage de l'acrotère

III-2 : Calcul des planchers :

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation, consiste à utiliser des poutrelles en béton armé qui supportent les éléments de remplissage (entrevous ou corps creux, de dimension 16x20x65) cm^3 avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

III-2-1 / La dalle de compression : ►►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés nuance TS520) l'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

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

***Calcul des armatures :**

A / : Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\ cm^2/ml$

L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65 cm).

Nous adaptons : soit 5ϕ5/ml ; $A_{\perp}$ =0.98cm², S_t= 20cm.

Avec S_t : distance entre les armatures.

B / : Armatures parallèles aux poutrelles :

$A_{II} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49 cm^2$.

Soit 6ϕ6/ml ; A=0.98cm² avec un espacement e = 20 cm.

Conclusion :

Nous adoptons pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE52O) de dimension (5x5x200x200) mm^4.

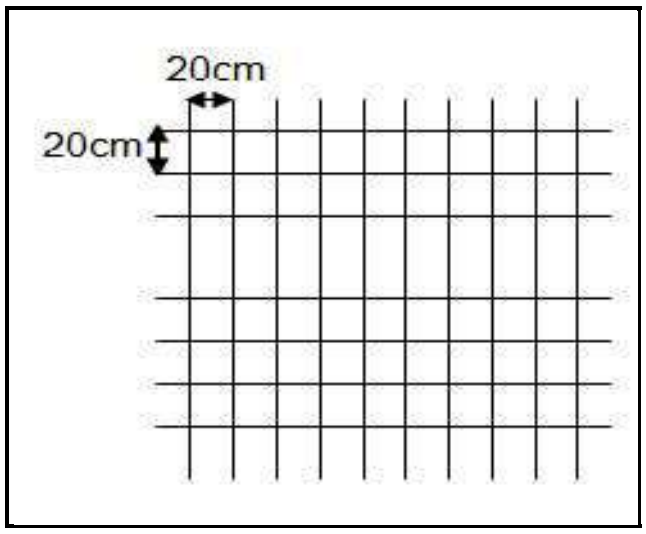


Figure III.4 : Treillis soudé de 20x20 cm.

III.2.2 / Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65 x L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

A/ : Avant coulage :

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

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

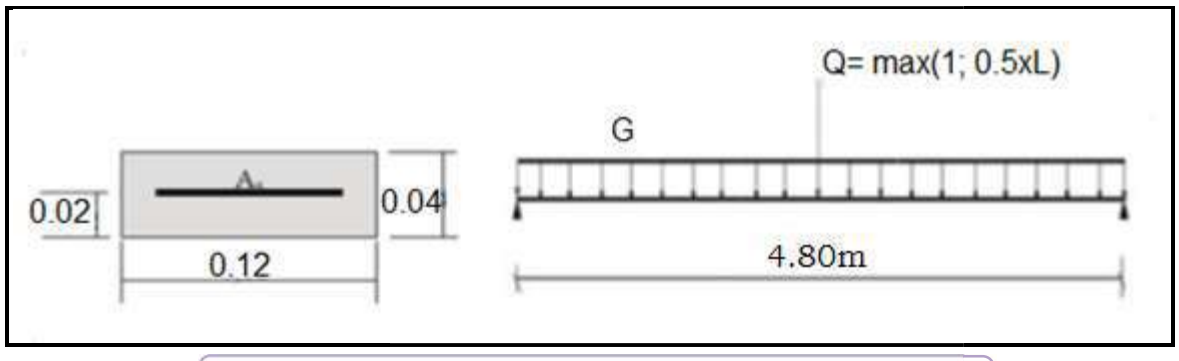


Figure III.5 : Schématisation de la poutrelle avant coulage.

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

Tableau. III.4. les charges de la poutrelle avant coulage.

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
		poids de poutrelle	poids de corps creux
4.80	2.4	0.12 x 0.04 x 25 = 0.12	0.65 x 1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau. III.5. Calcul des moments.

M_G (kN.m)	M_Q (kN.m)	M_U (kN.m)
$\frac{GL^2}{8} = 2.21$	$\frac{QL}{4} = 2.88$	$1.35M_G + 1.5\ M_Q = 7.30$

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}\ b\ d^2} = \frac{7.30 \times 10^3}{14.2 \times 0.12 \times 20^2} = 10.71 >> \mu_l = 0.392 \Longrightarrow A' \neq 0$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, mais a cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, dans ce cas on doit prévoir des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

Calcul des étaiements:

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminé le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f " pour la comparer avec "f_{limite}", si cette dernière est supérieure de la première donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention $f < f_{limite}$;

$$f = f_Q + f_G$$

tq :

*f_Q : Une flèche due à la charge concentrée de l'ouvrier [Q= max (1kN ; 0.5L)]

$$f_Q = \frac{P_Q L^3}{48\ E\ I}$$

*f_G : Une flèche due à la charge répartie

$$f_G = \frac{5\ P_G\ L^4}{348\ E\ I}$$

$$\overline{f} = \begin{cases} 0.5\ (cm) + \frac{L}{1000} & \text{si } L \geq 5m \\ \frac{L}{500} & \text{Si } L < 500 \end{cases}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 640000\ mm^4$$

E = 11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 32164.159 N/mm²

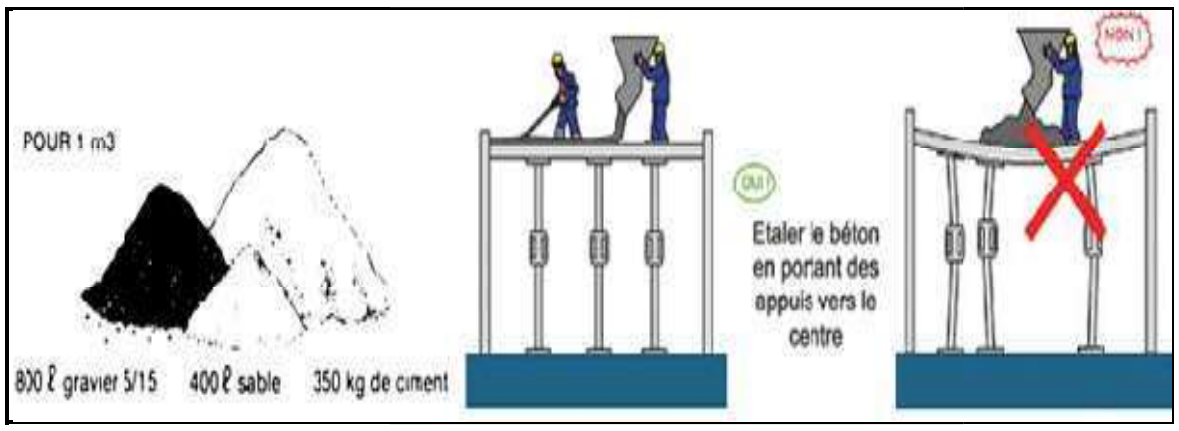
Le tableau suivant résume les résultats des calculs précédents :

Tableau III .6. Calcul de nombre d'étaiement.

Nombres d'étaiement	L (m)	(kN /m)	(kN /m)	f (cm)	f (cm)	$f = f_G + f_Q$ (cm)	$\overline{f}$	$f \leq \overline{f}$
0	4.80	0.77	2.4	25.85	26.86	52.71	0.96	CNV
1	2.40	0.77	1.2	1.61	1.67	3.28	0.48	CNV
2	1.60	0.77	1	0.31	0.41	0.72	0.32	CNV
3	1.20	0.77	1	0.10	0.17	0.27	0.24	CNV
4	0.96	0.77	1	0.04	0.09	0.13	0.192	CV

Résultats:

Alors, il faut prévoir **4 étaiements** le long de la travée **espacée de 96 cm** pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression. Schématisée comme suit :



B / : Après coulage :

Tableau III. 7. Charges, surcharges et efforts à ELU et ELS.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (kN/m)	P_{ser} (kN/m)
Plancher terrasse	6.5 x 0.65=4.225	1 x 0.65= 0.65	6.67	4.875
Plancher courant + RDC +Sous-sol	6 x 0.65= 3.9	1.5 x 0.65=0.975	6.73	4.875

Conclusion :

Les poutrelles de plancher terrasse sont plus sollicitées que celle du plancher courant on l'utilisant donc pour détermination des efforts

Notre structure comporte deux types de poutrelles :

- Poutrelle à deux travées :

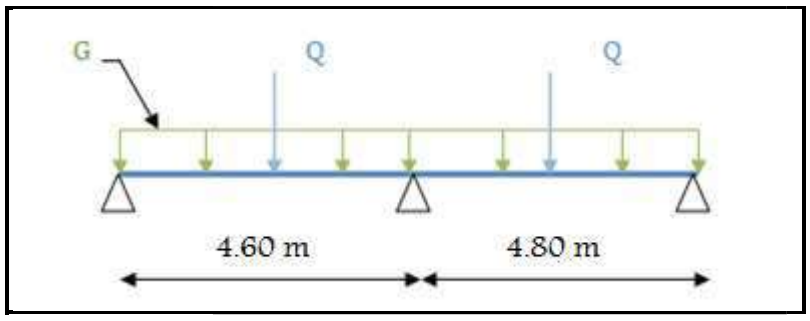


Figure III.6.Poutrelle à deux travées.

- Poutrelle à six travées :

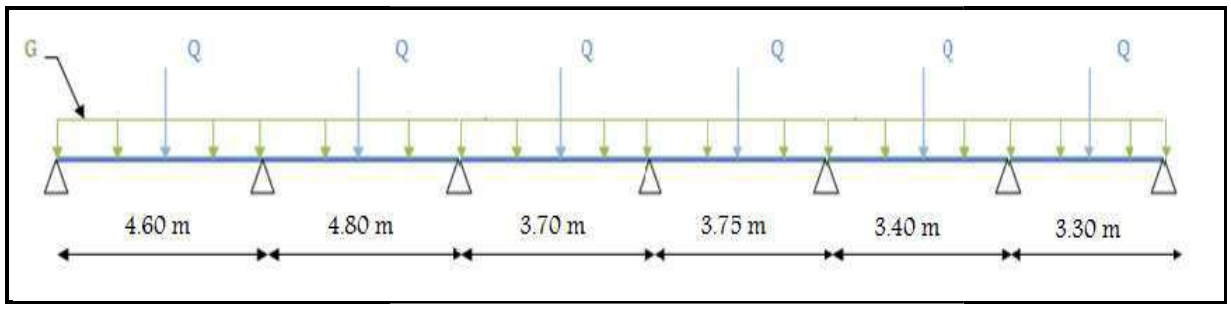


Figure III.7.Poutrelle à six travées.

-Méthode de calcul :

- **la méthode forfaitaire :**

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

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

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

- 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 :

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

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

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

3) Pour les appuis :

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

Avec :

*M_t : Moment en travée.

*M_e : Moment max sur l'appui droit.

*M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

*M_a : Moment à l'appui.

*M_0 : Moment isostatique=$\frac{PL^2}{8}$ (KN.m).

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

*T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

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

*T_e : effort tranchant à droite de la travée.

❖ **Sollicitations de calcul :**

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

$$Q \leq \min\begin{cases}2G \\ 5000N/mm^2\end{cases} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ CV}$$

L'inertie est constante pour toutes les travées :

$0{,}8 < Li/Li+1 = 1 < 1{,}25$…….. (Cv pour le 1er type)

$0{,}8 < Li/Li+1 = 1 < 1{,}25$…….. (CNV pour le 2eme type)

Le rapport entre les portées successives n'est pas compris entre 0.8 et 1.25 dans le 2éme type, donc la méthode forfaitaire est applicable juste pour le 1er type.

Le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT dans le 2éme type.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ **Pour les poutrelles à deux travées :**

Tableau III. 8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU).

Travées	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	17.80	11.74	3.56	10.67	15.47	13.92	-17.02
B-C	19.38	12.78	11.62	3.87	16.14	17.76	-14.53

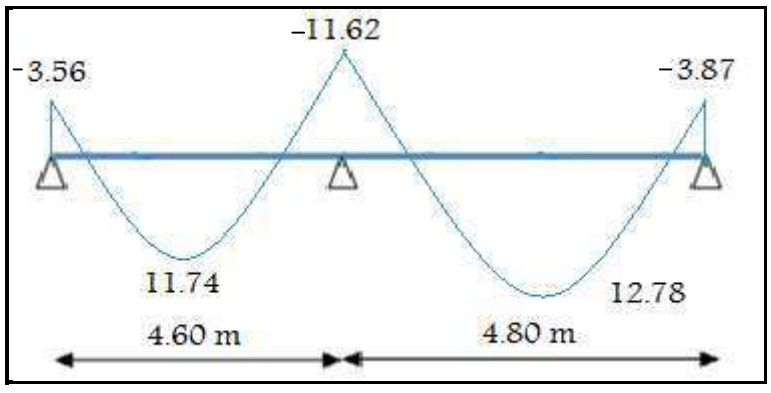


Figure III.8. Diagramme des moments des poutrelles à deux travées (l'ELU).

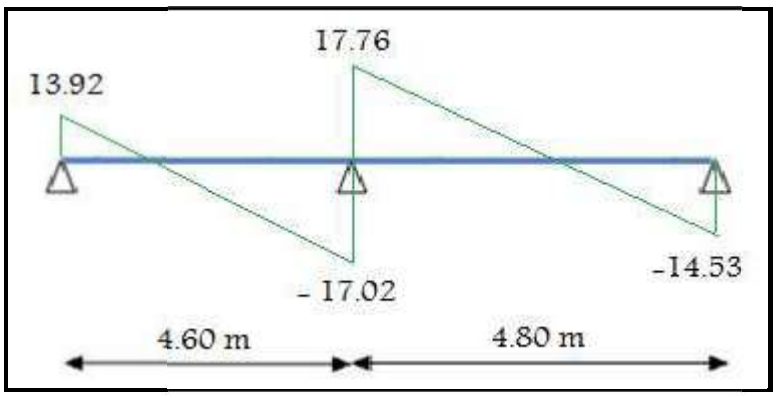


Figure III.9. Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à deux travées (l'ELU).

Tableau III .9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS).

Travées	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	12.89	8.51	2.57	7.73	11.20	10.08	-12.32
B-C	14.04	9.26	8.42	2.80	11.68	12.85	-10.51

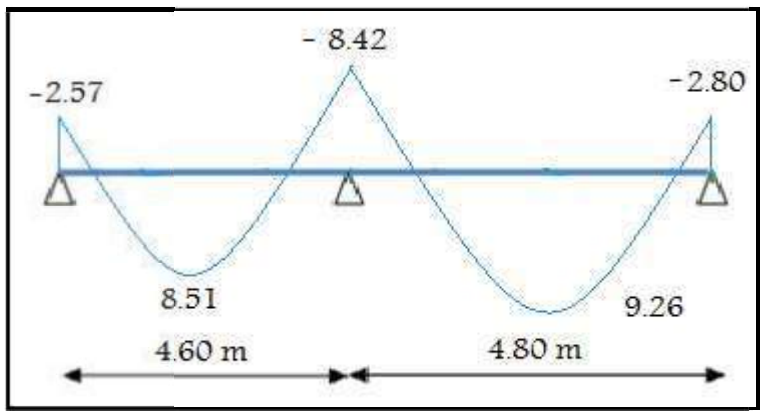


Figure III.11. Diagramme des moments des poutrelles à deux travées (l'ELS).

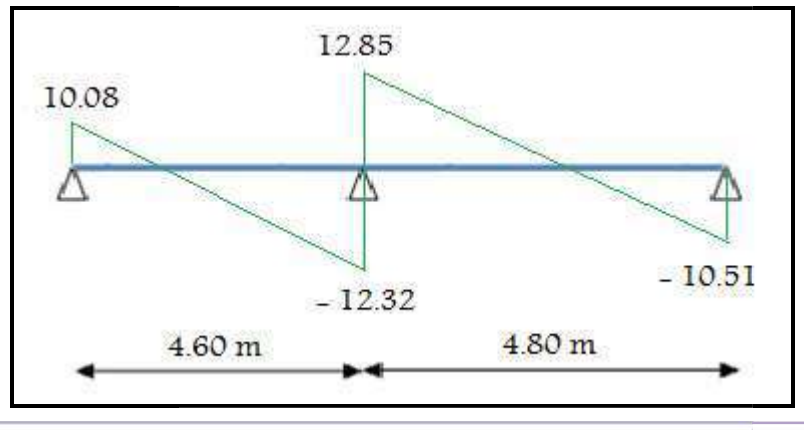


Figure III.12. Diagramme des efforts tranchants du des poutrelles à deux travées (l'ELS).

❖ **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 aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travées.

Portée fictive :

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8\ L \text{ pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

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.

$k_e = \frac{I_e}{l'_e}$; $k_w = \frac{I_w}{l'_w}$ et $\frac{k_w}{k_e}$

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 des charges concentrées ; on a :

Le coefficient de rigidité :

$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$

Le moment aux appuis :

$$M_{app} = \frac{q_w I'^3_w + q_e I'^3_e}{8.5\,(I'_w + I'_e)}$$

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 :

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

❖ **Pour les poutrelles à six travées :**

Tableau III .10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELU).

Travées	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	17,80	8,80	3,56	14,44	13,11	-17,84
B-C	19,38	7,35	14,44	9,61	17,15	-15,14
C-D	11,51	3,19	9,61	7,03	13,14	-11,75
D-E	11,83	4,21	7,03	6.52	12,75	-12,93
E-F	9,72	2.77	6.52	7.37	11.19	-11.69
F-G	9.16	4.38	7.37	1.83	12.78	-9.42

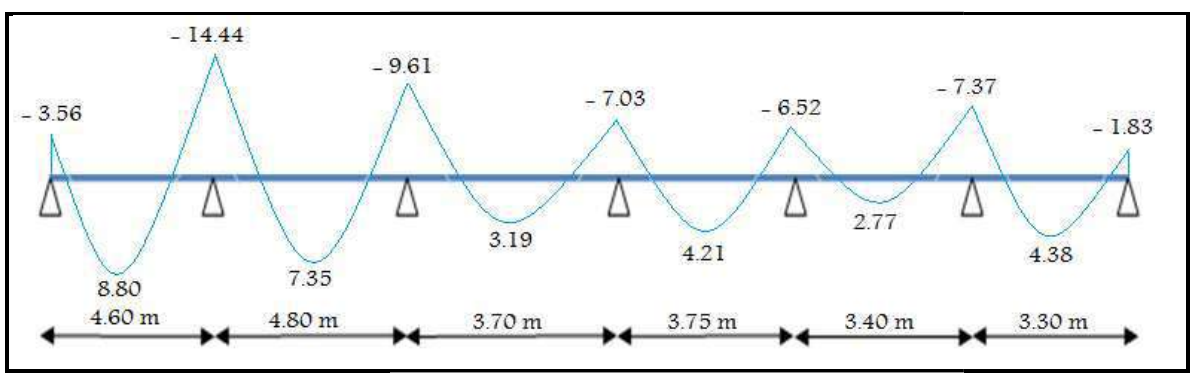


Figure III.13. Diagramme des moments du 2éme type des poutrelles (l'ELU).

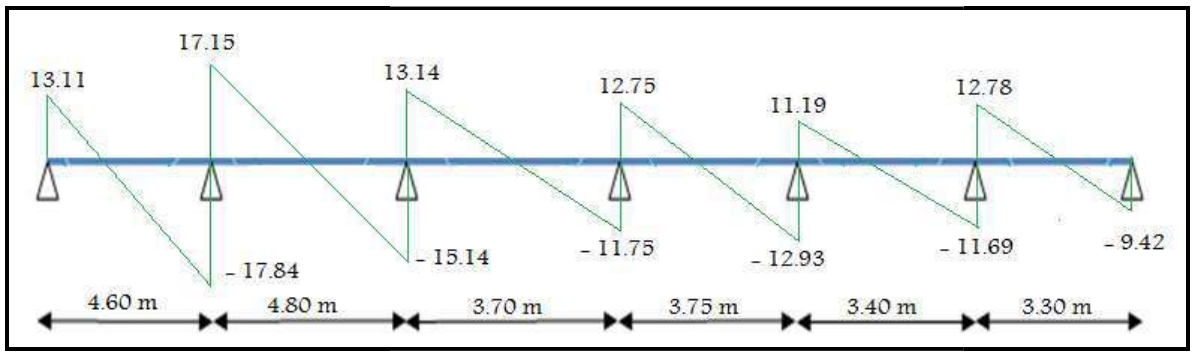


Figure III.14. Diagramme des efforts tranchants du 2éme type des poutrelles (l'ELU).

Tableau III .11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELS).

Travées	M_0(kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	12,89	6.37	2,57	10.46	9.49	-12.92
B-C	14,04	5.33	10,46	6.96	12.43	-10.97
C-D	8,34	2.31	6,96	5.09	9.52	-8.51
D-E	8,56	3.65	5,09	4.72	9.24	-9.04
E-F	7,04	2.01	4.72	5.34	8.10	-8.47
F-G	6.63	3.30	5.34	1.32	9.26	-6.82

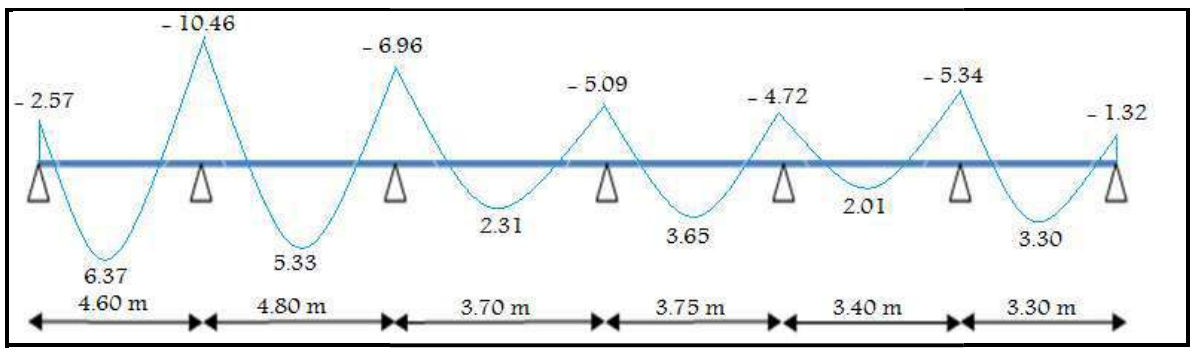


Figure III.15. Diagramme des moments du 2éme type des poutrelles (l'ELS).

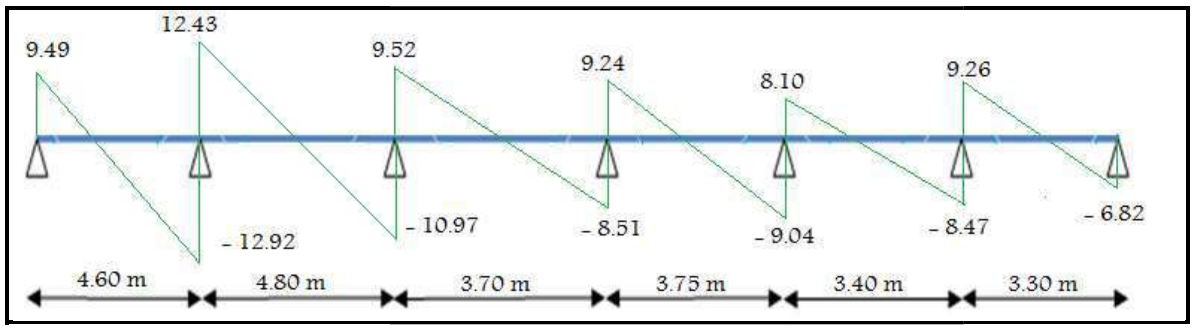


Figure III.16. Diagramme des efforts tranchants du 2éme type des poutrelles (l'ELS).

-Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III .12. Récapitulations des efforts

	E.L.U			E.L.S	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser(kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	14.44	12.78	17.84	10.46	9.26
référence	Type -2-	Type -1-	Type -2-	Type -2-	Type -1-

-Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

* Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

* Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

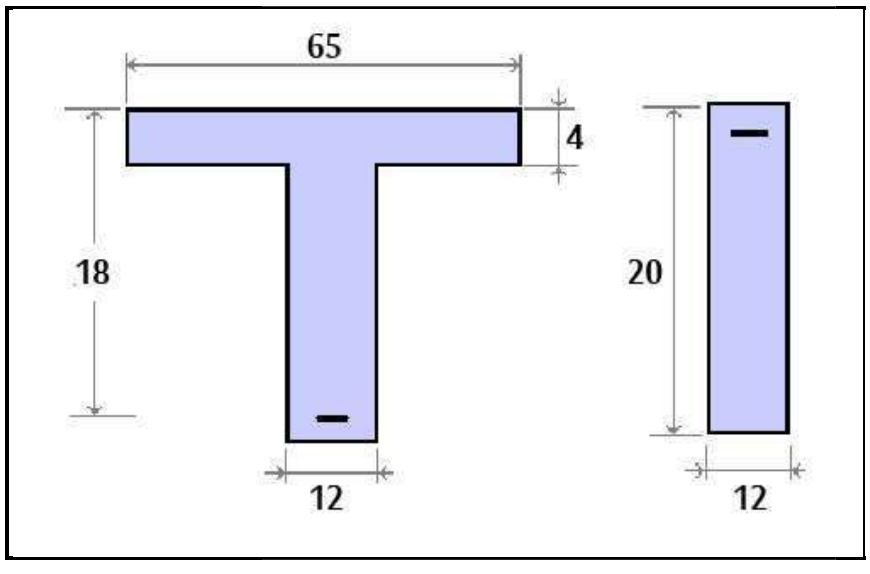


Figure III.17.les sections considérées pour le calcul des ferraillages
En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III .13. Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	12.78	14.44
	M_0 (kN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-(h_0/2)) = 59.07$ (KN.m)	
		$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b x h)= (65 x 20) ⇒ calcul en flexion simple	$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b x h)= (12 x 20) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0.042	0.261
	μ_1	0.392	
	$\mu < \mu_1$	oui	Oui
	β	0.979	0.845

	A’ (cm²)	0	0
	A (cm²)	2.08	2.72
	A_{min} (cm²)	1.30	0.24
	Le choix	3HA10 = 2.35	2HA14 = 3.08
Vérification à ELS	M_{ser}(kN.m)	10.46	9.26
	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	15	
	y_1 (cm)	3.90	8.53
	I_G (cm⁴)	8293.29	6625.86
	K (N/cm³)	126.12	139.75
	σ_b (MPa)	4.91	11.92
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	oui	Oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III .14. Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d’armature	En travée	Aux appuis
	At = 3HA10 = 2.35 (cm²)	Aa = 2HA14 = 3.08 (cm²)

Pour les appuis des poutrelles en utilisant les armatures de montage de barre de ϕ 8

❖ **Armatures transversales :**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α = 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

On a : $\emptyset \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_1\right] \longrightarrow \emptyset \leq [5.71 ; 12 ; 14]$

On adopte: $\emptyset_t$ =6 mm.

$a_t = \frac{\pi \emptyset^2_t}{4} = 0{,}28\ cm^2$; $n_t = 2$

$A_t = a_t \times n_t = 0.56\ cm^2$

❖ Espacement:

$S_t \leq min[0.9d, 40\ cm] = 16.2cm$

$A_{t\,min} < 0.003\ S_t .b$ RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$S_t \geq \frac{A_t}{0.003 \times b} = 15.55$ cm, on adopte : $S_t = 16cm$

On doit vérifier les deux relations suivantes:

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

Avec : k=1(flexion simple) ; a = 90°

$\frac{0.56 \times 10^2}{120 \times 160} = 0.00291 \geq \frac{1.15\ (0.825 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 0.00062$……. (c.v)

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4\ b_0\ S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 16}{400} = 0.192\ cm^2$

$A_t = 0.56\ cm^2 \geq A_{t\,min} = 0.192\ cm^2$

Tableau III .15. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement.

A transversales	espacement
2ϕ6	16cm

❖ **Vérification au cisaillement :**

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

$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17.84 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.825$ MPa

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right] = 3.33$ MPa

$\tau_u = 0.825$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 3$+-.33 MPa $\Rightarrow$ la section du béton existant peu équilibre l'effort tranchant.

Vérification au voisinage de l'appui :

Appui de rive: $M_u = 14.44$ kN.m $> 0{,}9\, V_u .d$

Aucun prolongement à faire.

- **vérification de la compression dans la bielle de béton :**

$V_u \leq 0.4 \left[\frac{f_{c2}}{1.5}\right] b_0.a$

a =Min [b − c − 2; 0.9d] =Min [65− 2 – 2; 0.9 x 18] = 16.2 cm

⟶ $V_u = 17.82$ kN $\leq 0.4 \times \left[\frac{25}{1.5}\right] \times 120 \times 162 = 129.6$ kN …..... (C.V)

- **vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:**

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0\, a} < 1.3\, \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\sigma_m = \frac{2 \times 17.82 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.83$ MPa $< 1.3 \times \left[\frac{25}{1.5}\right] = 21.66$ MPa…….. (C.V)

$A = 3{,}08\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 17.82 \times 10^3}{400} = 0.51\ cm^2$

- **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 .16. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1ere condition	2eme condition
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$	$\rho \leq \frac{3.6}{f_e}$
$\frac{h}{L} = \frac{0.20}{4.80} = 0.041$ $\frac{M_t}{15\, M_0} = \frac{12.78}{15 \times 19.38} = 0.044$	$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108$ $\frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009$
C.N.V	C.N.V

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Évaluation détaillée de la flèche :

M_{ser}= 9.26 kN.m , $\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108$

ρ = 1.08 % ⟶ $\beta_1 = 0.856$ (tableau)

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \times 10^6}{\beta_1 \, d \, A} = \frac{9.26 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 225.738$ MPa

$\lambda_i = \frac{0.05 . f_{t28}}{\left(2+3 . \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2+3.\frac{12}{65}\right)0.0108} = 3.80$

$\lambda_v = \frac{2}{5} . \lambda_i = 1.52$

$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \longrightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0108 \times 225.738 + 2.1} = 0.31$

Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{h_0 \frac{bh_0}{2} + b_0(h-h_0)\left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + 15 \ _s d}{h_0 b + b_0(h-h_0) + 15 \ _s}$$

$$y = \frac{4 \times \frac{65.4}{2} + 12(20-4)\left(\frac{20-4}{2} + 4\right) + 15 \quad 2.35 \times 18}{4 \times 65 + 12(20-4) + 15 \times 2.35} = 7.09 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = \frac{bh_0^3}{12} + b.h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + \frac{b_0(h-h_0)^3}{12} + b_0(h-h_0)\left(\frac{h-h_0}{2} - y\right)^2 + 15A(d-y)^2$$

$$= \frac{65x4^3}{12} + 65 \times 4\left(7.09 - \frac{4}{2}\right) + \frac{12(20-4)^3}{12} + 12(20-4)\left(\frac{20-4}{2} - 7.09\right)^2 + 15x$$

$2.35(18 - 7.09)^2 = 15533.5$ cm⁴

Moment d'inertie fictif :

$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} = 1.1 \frac{15533.5}{1+(3.80 \times 0.31} = 7845.20$ cm⁴

$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 1.1 \frac{15533.5}{1+(1.52 \times 0.31)} = 11614.22$ cm⁴

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195$ MPa

$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.398$ MPa

$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{9.26 \times 10^6 \times 4800^2}{10 \times 32164.195 \times 7845.20 \times 10^4} = 8.455$ mm

$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{9.26 \times 10^6 \times 4800^2}{10 \times 10721.398 \times 11614.22 \times 10^4} = 17.133$ mm

$\Delta f_t = f_v - f_i = 17.133 - 8.455 = 8.678$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

Avec: $f_{limite} = \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4800}{500} = 9.6$ mm.

Donc : $\Delta f_t = 8.678$ mm < $f_{limite} = 9.6$ mm.

Tableau III .17. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(kN.m)	A (cm²)	y (cm)	ρ	β_1	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
9.26	2.35	7.09	0.0108	0.856	225.738	0.31	3.80	1.52
I (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	L(m)	f_i(mm)	f_v(mm)	Δf (mm)	$\bar{f}$(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
15533.5	7845.20	11614.22	4.80	8.455	17.133	8.678	9.6	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e =16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

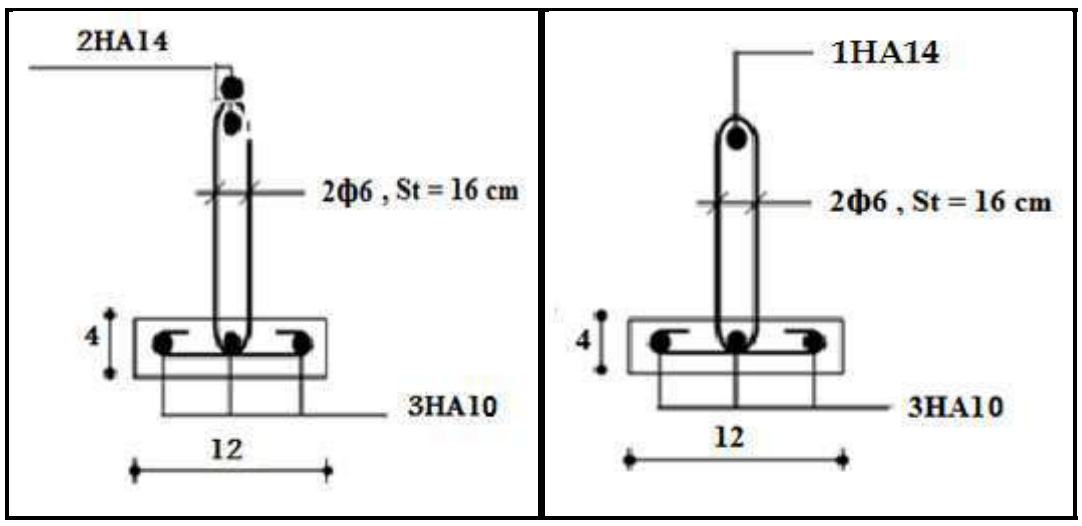


Figure III.19.ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.2.3. Les dalles pleines :

III.2.3.1. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inferieure aux autres dimensions, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue dans notre structure 1 seul type de dalle pleine de forme régulière repose sur 4 appuis avec des dimensions différentes.

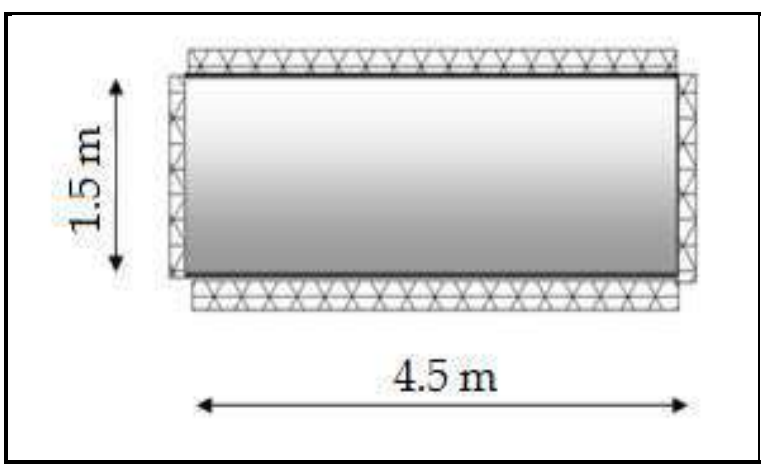


Figure III.20. Dalles pleine rectangulaire encastrée sur 4 cotés

III.2.3.2. Exposé de la méthode de ligne de rupture :

A/Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour touts les cas de charges, touts les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\Sigma travaux = 0$

Les travaux sont de 2 types, on appellera travail externe (Text) qui est le produit de la force et le déplacement. On appellera travail interne (Tint) qui est le produit du moment et la rotation (θ).

1) travail externe :

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

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

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

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

2) 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.

$$T_{ext} = M.L.\theta$$

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser : $\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$

B/ Hypothèses de calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1/ la ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.

2/ les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

3/ la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

4/ l'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).

5/ on schématise :

*un coté libre par trait continu.

*un appui simple par un trait continu contenant des hachures.

*un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6/ on appelle :

* ligne de rupture (+) la fissure provoquée par un moment (+).

* ligne de rupture (-) la fissure provoquée par un moment (-).

7/ *la ligne de rupture (+) est schématisée par un trait continu de zig-zag.

* la ligne de rupture (-) est schématisée par un trait discontinu.

III.2.3.3. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau III .18. Les actions sur la dalle.

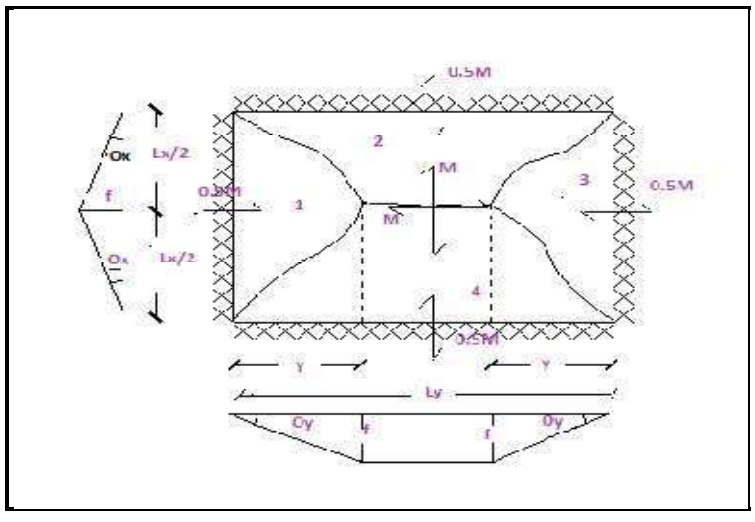
	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)
ELU	5.49	3.5	12.66
ELS			8.99

III.2.3.4.Calcul des sollicitations :

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{4.5} = 0.33 < 0.4$

Donc la dalle travaille suivant 1 seule direction

Le calcul ce feras par la méthode des lignes de rupture



❖ **Travail externe :**

Tableau III .19.Travail externe.

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1	0.75 y	$\frac{f}{3}$	0.25 y f q_u
2	2. (0.375 y)	$\frac{f}{3}$	0.25 y f q_u
	(4.5-2y) 0.75	$\frac{f}{2}$	0.375 (4.5-2y) f q_u
3	0.75 y	$\frac{f}{3}$	0.25 y f q_u
4	2. (0.375 y)	$\frac{f}{3}$	0.25 y f q_u
	(4.5-2y) 0.75	$\frac{f}{2}$	0.375 (4.5-2y) f q_u
Σ			f q_u (3.375-0.5y)

❖ **Travail interne :**

Tableau III .20.Travail interne.

Eléments		Moment de rupture M	Longueur de ligne de rupture L	Rotation θ	Travail interne = M.L.θ
1	+	M	1.50	f/y	1.5M.f/y
	-	0.5M	1.50	f/y	0.75M.f/y
2	+	M	4.50	2f/1.5	6Mf
	-	0.5 M	4.50	2f/1.5	3Mf
3	+	M	1.50	f/y	1.5M.f/y
	-	0.5 M	1.50	f/y	0.75M.f/y
4	+	M	4.50	2f/1.5	6Mf
	-	0.5 M	4.50	2f/1.5	3Mf
Σ					Mf (18+4.5/y)

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne **: (Σ Text= Σ Tint)**

$f\, q_u\, (3.375-0.5y) = Mf\, (18+4.5/y)$

$$M = q_u \frac{3.375-0.5y}{18+\frac{4.5}{y}}$$

$\frac{dM}{dy} = 0 \longrightarrow y = 0.431$

- **ELU :**

$M_u = 2.10$ kN.m $\begin{cases} M_{u\,t} = 2.10 \text{ kN.m} \\ M_{u\,a} = 1.05 \text{ kN.m} \end{cases}$

- **ELS :**

$M_{ser} = 1.49$ kN.m $\begin{cases} M_{ser\,t} = 1.49 \text{ kN.m} \\ M_{ser\,a} = 0.745 \text{ kN.m} \end{cases}$

1 : calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$\overline{\sigma_b} = 14.2$ MPa ; $\overline{\sigma_s} = 348$ MPa

B = 100 cm ; h = 25 cm ; c = 2cm

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

$\emptyset_p \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.5$ cm

On adopte alors : Ø =10 m

Tableau III .21. Calcul des sections de la dalle.

	M_u (kN.m)	μ	B	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	A_{final} (cm^2)
Travée	2.10	0.0087	0.996	0.46	1.5	4HA10	3.14
Appuis	1.05	0.0043	0.998	0.23	1.5	3HA10	2.35

III.2.3.5. Vérification à l'E.L.S : La fissuration est peu nuisible

Tableau III .22.Vérification à l'E.L.S.

	M_{ser} (kN.m)	$\sigma_{b\,adm}$ (MPa)	y1 (cm)	I_G (cm^4)	K (N/cm^3)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_{b\,adm}$
Travée	1.49	15	3.06	5608.73	26.56	0.81	C.V
Appuis	0.745	15	2.69	4395.77	16.94	0.45	C.V

III.2.3.6.Condition d'espacement :

(Appuis et travée) : $S_t = 25\ cm \leq S_{t\,adm} = \min(3h=45cm;33cm) = 33cm$

- Armature de répartitions :

$A_{rép} \leq A_{principale}/4 = 0.785\ cm^2$

$\emptyset_{rép} \leq \emptyset_{principale} \Longrightarrow \emptyset_{rép} = 8\ mm$; $A_{rép} = 3HA8 = 1.5\ cm^2$

(Appuis et travée) : $S_t = 25\ cm \leq S_{t\,adm} = \min(4h = 60cm ; 45cm) = 45cm$

III.2.3.7. Vérification au cisaillement :

$$T = \frac{P.L_x}{2} = \frac{12.66 * 1.5}{2} = 9.495\ kN$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{9.495 * 10^3}{1000 * 130} = 0.073\ MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \frac{0.07 f_{cj}}{1.5} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16\ MPa$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ (C.V)

Donc pour les deux blocs le béton seul doit équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoir pas d'armatures transversales.

III.2.3.8. Vérifications préliminaires de la flèche : [2]

$$M_X = \frac{P_u . L_x^2}{8} = 3.56\ kN.m$$

Tableau III .23. Vérification de flèche de la dalle.

1ere condition			2eme condition		
$\frac{h}{L_x}$	$\frac{M_t}{20\ M_x}$	$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20\ M_x}$	$\rho = \frac{A_t}{b.d}$	$\frac{2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{2}{f_e}$
0.10	0.029	Oui	0.0024	0.005	oui

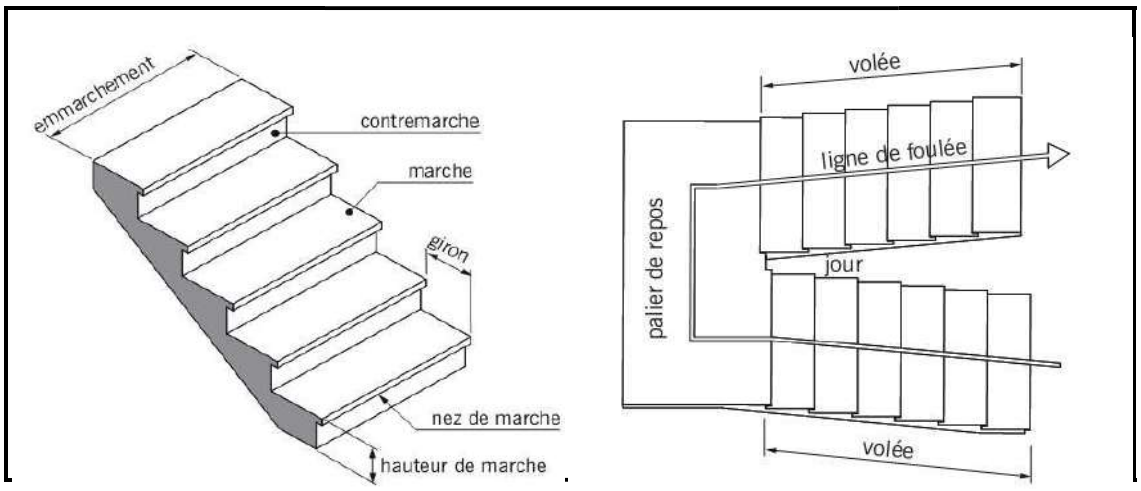
Donc l'Etat d'ouverture des fissures des deux blocs est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

III.3. Les escaliers:

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.3.1.Terminologie:

- La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- La hauteur de marche : est la différence du niveau entre deux marches successives.
- La contremarche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- Le nez de marche : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- Le giron : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- Une volée : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- L'emmarchement : est la longueur d'une marche.
- La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- La ligne de foulée : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- L'échappée : est la distance verticale entre les nez de marches.
- La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.



III.3.2. Pré dimensionnement:

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit:

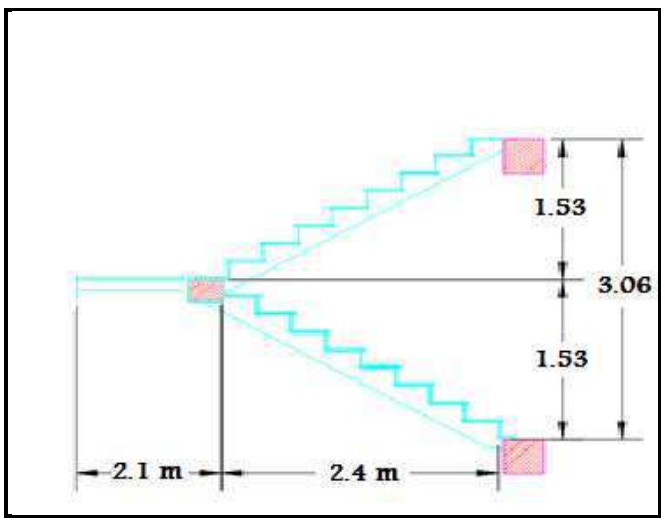


Figure III.21.Dimensions de l'escalier

- ✓ L'angle d'inclinaison α:

$$Tg\ \alpha = \frac{H}{L} \longrightarrow \alpha = 32.51°$$

*Longueur de la paillasse :

$$L_0 = \frac{H}{\sin \alpha} \longrightarrow L_0 = 2.84\ m$$

On utilisant la formule de Blondel **[4] ►► [Art 4.1.3] ◄◄** pour déterminer g, h, n.

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

Avec:

g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contre marche.

n: le nombre de contre marches.

n-1 : nombre de marche.

$x = g+2h \longrightarrow 2H.(n-1)+n.L = x.n(n-1)$

On pose : $xn^2 - (x+2H+L).n + 2H = 0$

✓ Détermination de n, g, h :

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + \frac{H}{n} \leq 66 \\ \frac{L}{n-1} + \frac{H}{n} \geq 59 \end{cases}$$

$$\begin{cases} -66\,n^2 + (66 + 2H + L)\,n - 2H \leq 0 \\ -59\,n^2 + (59 + 2H + L)\,n - 2H \geq 0 \end{cases}$$

Et puisque (H = 1.53m, L = 2.40m)

$$\begin{cases} -66\,n^2 + 612\,n - 306 \leq 0 \\ -59\,n^2 + 605\,n - 306 \geq 0 \end{cases}$$

$$8.74 < n < 9.72$$

Donc on prend :

*Nombre de contremarches n = 9

*Nombre de marches n -1 = 8

*Hauteur de la contremarche $h = \frac{H}{n} = 17cm$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1} \longrightarrow g = 30$ cm

- ✓ Epaisseur de la paillasse:

Pour les deux volées:

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ avec $12.85 \leq e \leq 15$ (cm)

On prendra: e = 15 cm

III.3.3. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.a. Charges permanents:

- ❖ La paillasse :

Tableau III.24. Charge permanente de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.125
5	Poids propre de la Paillasse	0.15/cos aα	25	4.44
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				8.305

- ❖ Le palier de repos :

Tableau III.25. Charge permanente du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (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	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				5.49

III.3.3.b. Surcharge d'exploitation:

- Le palier: Q = 2.5 kN/m^2
- La paillasse: Q = 2.5/cos α= 2.96 kN/m^2

III.3.4. Détermination des sollicitations:

- A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q
- A l'E.L.S : P_{ser} = G + Q

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

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

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier 1	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.305	2.96	15.65	11.26

III.3.5. Détermination des efforts:

- A l'ELU :

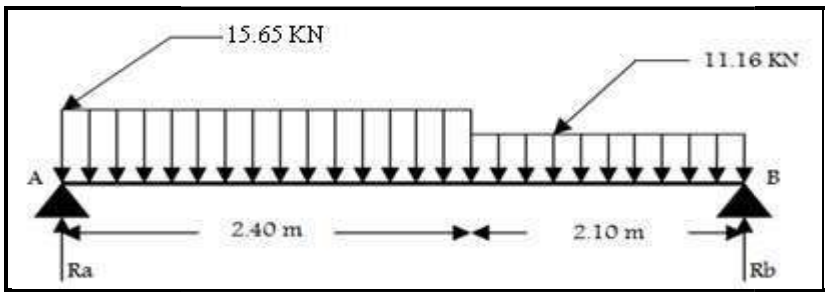


Figure III.22. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.

$\sum F = 0$

$R_a + R_b = (15.65 \times 2.4) + (11.16 \times 2.1)$

$R_a + R_b = 60.996$ kN

$\sum M/A = 0$

$R_b \times 4.5 = (15.65 \times 2.4 \times 1.2) + (11.16 \times 2.1 \times 3.45)$

$\begin{cases} R_b = 27.98 \text{ kN.} \\ R_a = 33.01 \text{ kN.} \end{cases}$

Tronçon AC $(0 \leq x \leq 2{,}40)$

	$0 \leq x \leq 2.40$	x = 0	x = 2,40
T(x) (kN)	$R_a - P_1 x$	33,01	- 4,55
M(x) (kN.m)	$R_a x - P_1 \frac{x^2}{2}$	0	34,15

Tronçon BC $(2{,}40 \leq x \leq 4{,}50)$

	$2{,}40 \leq x \leq 4{,}50$	x = 2,40	x = 4,50
T(x) (kN)	$R_a - P_1 . 2{,}4 - P_2 (x - 2{,}4)$	- 4,55	- 27,98
M(x) (kN.m)	$R_a x - P_1 . 2{,}4 (x - \frac{2{,}4}{2}) - P_2 ((x - 2{,}4)^2)/2$	34,15	0

Détermination de M_{max} :

- Effort tranchant : $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 33,01 - 15,65.\ 2,4 - 11,16\ (x - 2,4)$ $x = 1,99$

$M_{max} = 34,70$ kN.m

Mt = M_{max} x 0.85 = 29.49 kN.m

Ma = M_{max} x 0.5 = 17.35 kN

T_{max}= 33.01 kN

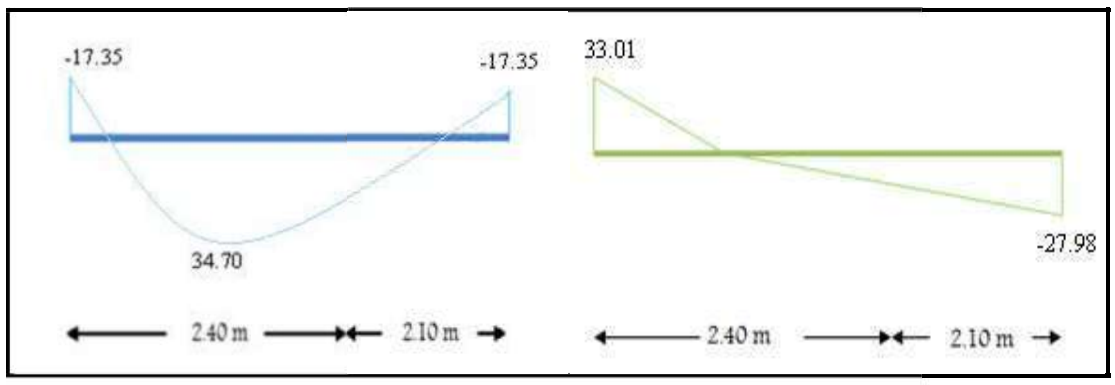


Figure III.23. Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U.

❖ A l'E.L.S :

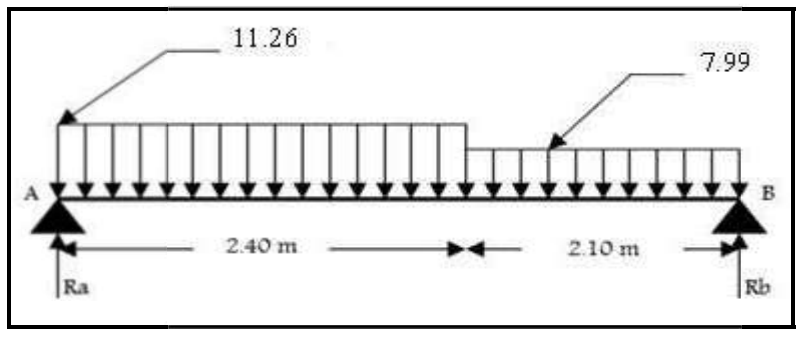


Figure III.24. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S

$\sum F = 0$

$R_a + R_b = (11.26 \times 2.4) + (7.99 \times 2.1)$

$R_a + R_b = 43.803$ KN

$\sum M/A = 0$

$R_b \times 4.5 = (11.26 \times 2.4 \times 1.2) + (7.99 \times 2.1 \times 3.45)$

$\begin{cases} R_b = 20.07 \text{ KN.} \\ R_a = 23.73 \text{ KN.} \end{cases}$

Tronçon AC ($0 \leq x \leq 2,40$)

	$0 \leq x \leq 2,40$	x = 0	x = 2,40
T(x) (kN)	$R_a - P_1 x$	23,73	- 3,29
M(x) (kN.m)	$R_a x - P_1 \frac{x^2}{2}$	0	24,52

Tronçon BC ($2,40 \leq x \leq 4,50$)

	$2.40 \leq x \leq 4.50$	x = 2,40	x = 4,50
T(x) (kN)	$R_a - P_1. 2,4 - P_2 (x - 2,4)$	- 3,29	-20,07
M(x) (kN.m)	$R_a x - P_1. 2,4 (x - \frac{2,4}{2}) - P_2 ((x - 2,4)^2)/2$	24,52	0

Donc :

Détermination de M_{max} :

$M_{max} \longrightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \longrightarrow T(x) = 23,73 - 11,26. 2,4 - 7.99 (x - 2,4) \longrightarrow x = 1.99$

$\begin{cases} M_{max} = 24.93 \text{ kN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_{max} = 21.19 \text{ kN.m} \\ M_a = 0.50 \times M_{max} = 12.46 \text{ kN.m} \\ T_{max} = 23.73 \text{ kN} \end{cases}$

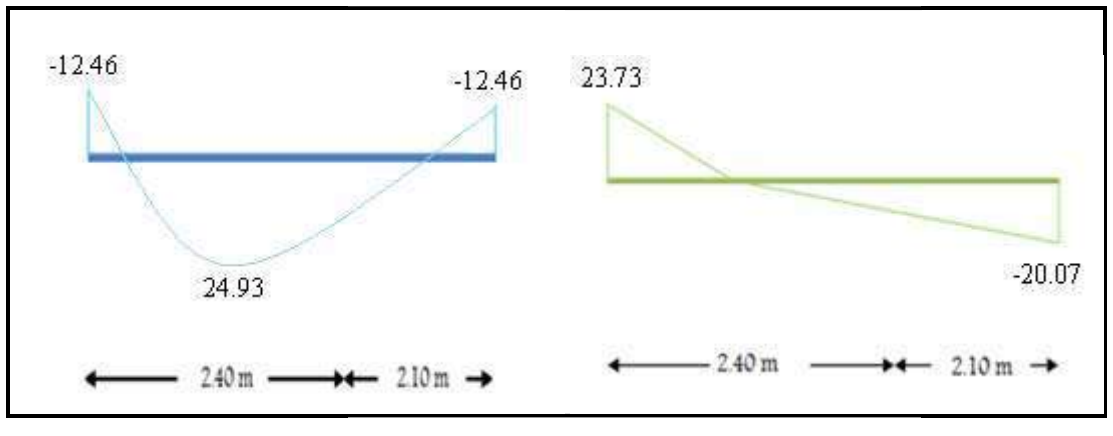


Figure III. 25. Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.S

III.3.6. Ferraillage des escaliers :

Tableau. III.27 : les données.

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

Tableau.III.28: Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (kN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	29.49	0.122	0.935	6.97	0.00	5HA14 = 7.69
En appuis	17.35	0.072	0.963	3.98	0.00	4HA12 = 4.52

III.3.6.A. Condition de non fragilité :

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

En travées : $A = 7.69\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2$ (C.V)

En appuis : $A = 4.52\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2$ (C.V)

III.3.6.B. Les armatures de répartition :

Tableau.III.29: Les armatures de répartition.

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92$	4HA8 = 2.01 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$	3HA8 = 1.50 cm²

III.3.6.C. Vérification de l'espacement :

Tableau.III.30: Vérification de l'espacement.

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=25cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm	St=33.33cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm

III.3.6.D. Vérification à l'E.L.S :

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

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

Tableau.III.31: Vérification à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm²)	7.69	4.52
M_{ser} (kN.m)	21.19	12.46
y (cm)	$100\,y^2 + 30\,A.y - 30\,A.d = 0$ ⟶ $y = 4.44$	$100y^2 + 30\,A.\,y - 30\,A.d = 0$ ⟶ $y = 3.57$
I (cm⁴)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A\,(d-y)^2$ ⟶ $I = 11369.72$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A\,(d-y)^2$ ⟶ $I = 7545.75$
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} . y = 8.28$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} . y = 5.90$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

III.3.6.E. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0\, d} = \frac{33.01 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.253 \text{ MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.253$ MPa $< \overline{\tau_u} = 3.33$ MPa (C.V)

III.3.6.F. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{17}{450} = 0.037 \geq \frac{29.49}{20 \times 34.70} = 0.042 \quad \text{(C.N.V)}$$

$$\frac{A}{b_0\, d} \leq \frac{2}{f_e} \longrightarrow \frac{7.69}{100 \times 13} = 0.0059 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \text{(C.V)}$$

- Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau.III.32. Vérification de la flèche de l'escalier.

A (cm²)	M (kN.m)	ρ%	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
7.69	21.19	0.59	239.236	0.57	7.89	31365.18
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	Fv (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
11411.17	19068.03	12.69	20.79	8.1	9	Oui

III.3.7. Calcul de la poutre palière :

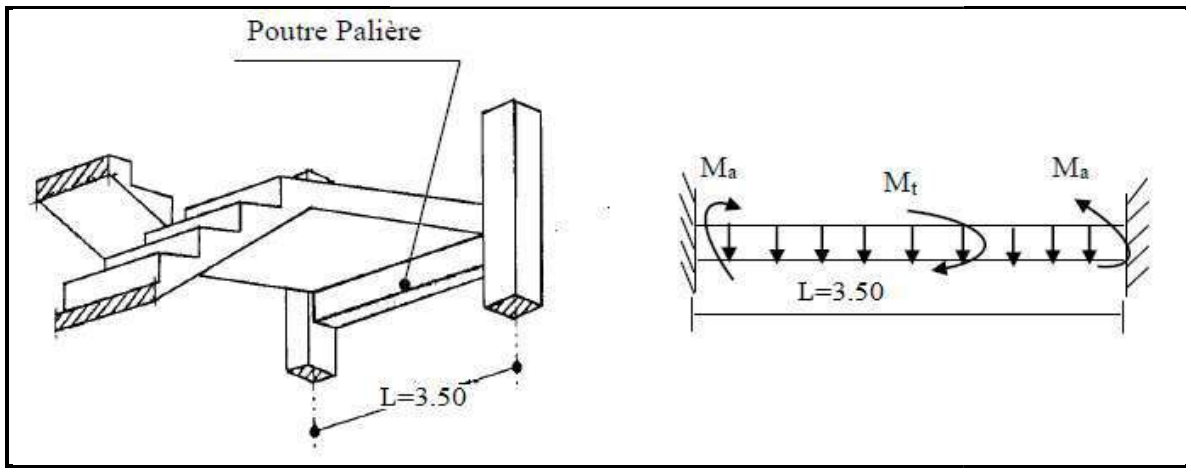


Figure III.26. Schéma statique de la poutre palière.

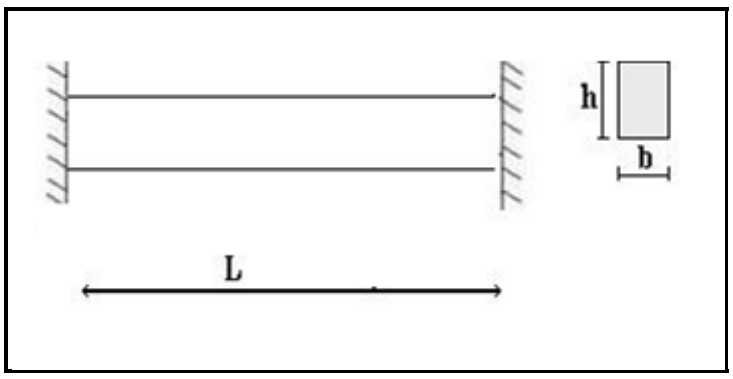


Figure.III. 27. Dimensionnement de la poutre palière.

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

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.3.7.1. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes:

La longueur de la poutre : L = 3.50 m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$; $0.3h \leq b \leq 0.7h$

L = 3.50 m ⟶ $23.33 \leq h \leq 35$ ⟶ h = 30 cm

h= 30 cm ⟶ $9 \leq b \leq 21$ ⟶ b = 30 cm

*la section de notre poutre est : (b x h) = (30 x 30) cm^2

❖ Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 :

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIa sont :

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20$ cm
- $h/b \leq 4$

III.3.7.2. Charges revenants à la poutre :

R_u = 33.01 kN ; R_{ser} = 23.73 kN

Poids propre de la poutre: 0.30 x 0.30 x 25 = 2.25 kN/ml

Donc: P_u = 1.35 x G_T + R = 1,35x 2.25 + 33.01 = 36.04 kN/ml

P_{ser} = G + R = 2.25 + 23.73 = 25.98 kN/ml.

III.3.7.3. Calcul des efforts:

On a pris les valeurs données par l'aide mémoire de la résistance des matériaux.

On a une poutre parfaitement encastrée, on calcul les réactions (R_A , R_B) avec la méthode de RDM.

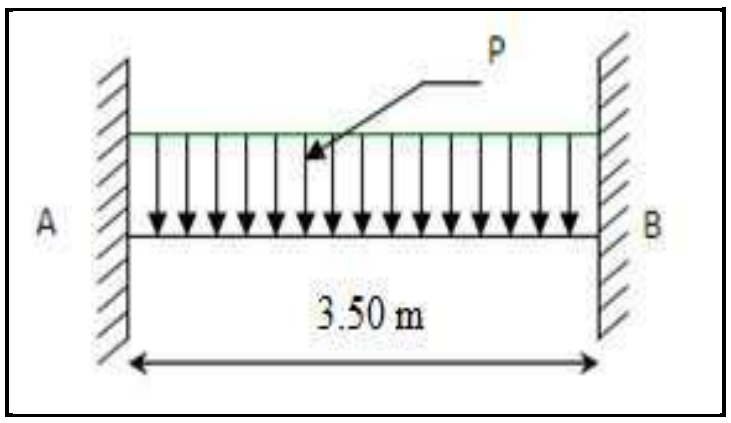


Figure III.28. Schéma statique de la poutre palière.

* $R_A = R_B = \frac{PL}{2}$

M_{max} (Appuis) = M_A= M_B = $\frac{PL^2}{12}$

M_{max} (Travée) = $\frac{PL^2}{24}$

A. L'ELU :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = 63.07$ kN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A = 63.07$ kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = 18.39 kN.m

M_{max} (Appuis) = 36.79 kN.m

B. L'ELS :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = 45.46$ kN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A = 45.46$ kN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = 13.26 kN.m

M_{max} (Appuis) = 26.52 kN.m

III.3.7.4. Ferraillage de la poutre palière:

❖ **Armatures longitudinales:**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Tableau.III.33. les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	$\overline{\sigma_b}$ = 14.2 MPa	c = 3 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b =30 cm	h= 30 cm	d=27 cm
Acier	FeE400	f_e =400 MPa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 Mpa

Tableau.III.34.Calcul des sections d'acier de la poutre palière.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adp}(cm²)	A (cm²)
En travée	18.39	0.059	0.970	2.02	0.00	0.9	3HA12	3.39
En appuis	36.79	0.118	0.937	4.18	0.00	0.9	4HA12	4.52

III.3.7.5. Vérifications:

A. à L'ELS :

Tableau.III.35. Vérification à l'ELS de la poutre palière.

	M_{ser}(kN.m)	A (cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm^3)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
travée	13.26	3.39	23476.72	0.014	8.02	1.12	C.V
appuis	26.52	4.52	29257.12	0.015	9.01	1.35	C.V

B. RPA99 Version 2003 ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

A_{min} = 0,5% bh

A_{max} = 4% bh zone courante

A_{max} = 6% bh zone de recouvrement

Alors : $A_{min} \leq A \leq A_{max}$

Tableau III.36.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière

	A (cm^2)	A_{min} = 4.5 cm^2	A_{max} = 36 cm^2	Correction
Travée	3.39	C.N.V	C.V	4HA12 = 4.52 cm^2
Appuis	4.52	C.V	C.V	4HA12 = 4.52 cm^2

C. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{63.07 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.778 \text{ MPa}$$

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

τ_u = 0.778 MPa < $\overline{\tau_u}$ = 3.33 MPa (C.V)

C.1 .Vérification des armatures longitudinales :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} \longrightarrow 4.52\ cm^2 \geq 1.81\ cm^2 \quad \text{(C.V)}$$

C.2. Vérification de compression dans la bielle de béton :

$$V_u \leq 0.4 \left[\frac{f_{c2}}{1.5}\right] b_0 .a$$

a = Min [b-c-2 ; 0.9d] = 24.3 cm

V_u = 63.07 kN < 486 kN (C.V)

D. Armatures transversales :

$\varphi_t \leq$ Min [$\frac{h}{35}$ = 8.57 ; $\frac{b_0}{10}$ = 30 ; φ_1 = 12] = 8.57 mm

φ_t = 8 mm, $a_t = \frac{\pi \varphi_t^2}{4}$ = 0.5024 cm^2

$A_t = a_t \cdot n_t$ (n_t =4)

A_t = 2.009 cm^2 , A_t = 4HA8 = 2.01 cm^2

On doit vérifier :

$S_t \leq \overline{S_t}$ = Min [0.9d ; 40cm] = 24.3 cm

$$S_t \leq \frac{0.9\, A_t \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}{b(\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \text{ x } 2.01 \left(\frac{400}{1.15}\right)}{30(0.778 - 0.3 \text{ x } 2.1)}$$

$S_t \leq$ 141.71 cm

Donc on prend $S_t = \overline{S_t}$ = 24.3 cm

D.1 Section minimale d'armatures transversales :

On a : A_t = 2.01 $cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \text{ x } 300 \text{ x } 243}{400}$ = 0.73 cm^2 (C.V)

D.2 Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

On a :

$S_t \leq [h/4 ; 12\varphi_1]$

$S_t \leq$ Min [7.5 ; 14.4] = 7.5 cm en zone nodale

$S_t \leq$ h/2 = 15 cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- S_t = 7 cm (zone nodale)
- S_t = 15 cm (zone courante)

$A_{t\,min} = 0.003 \text{ x } S_t \text{ x } b \leq A_t$

0.003 x 15 x 30 = 1.35 cm^2 < 2.01 cm^2 (C.V)

E. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{350} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{(C.V)}$$

$$\frac{h}{L} = 0.085 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0.085 \qquad \text{(C.V)}$$

$$\frac{A}{b_0\, d} = \frac{4.52}{30 \text{ x } 27} = 0.00558 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \qquad \text{(C.V)}$$

* La vérification de la flèche n'est pas nécessaire parce que toutes les conditions sont vérifiées

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1.Introduction :

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

IV.2.Caractéristiques dynamiques de la structure :

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

- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (R).

IV.2.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

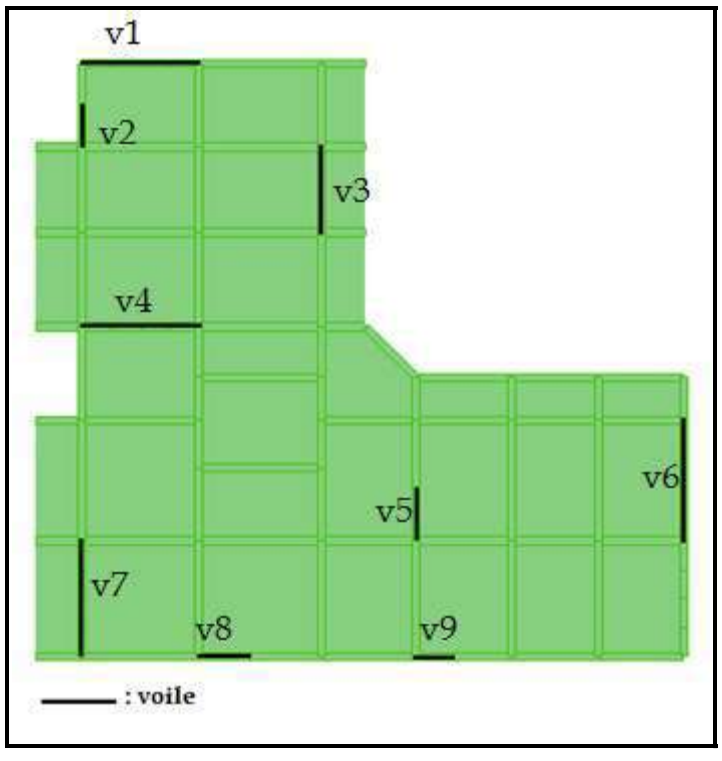
Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…); et ce par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_G = \dfrac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \\ Y_G = \dfrac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i} \end{cases}$$

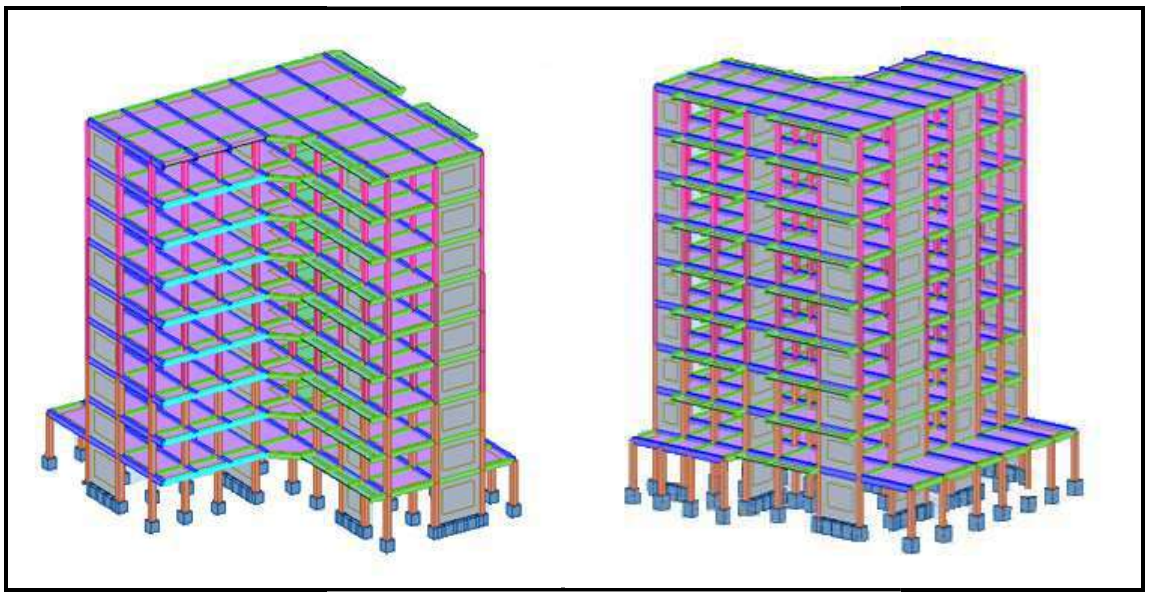
Avec :

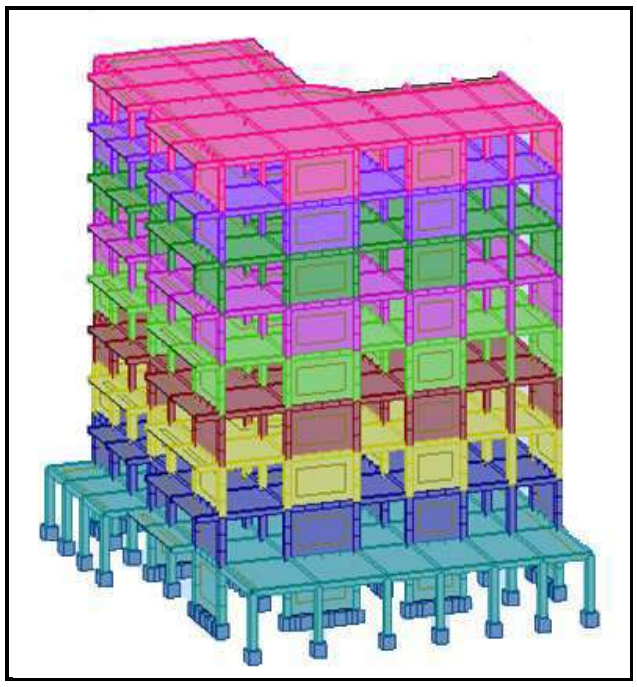
- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Vue 2D :



Vue 3D :





Figures IV.1.disposition des voiles aux SS, RDC et étages.

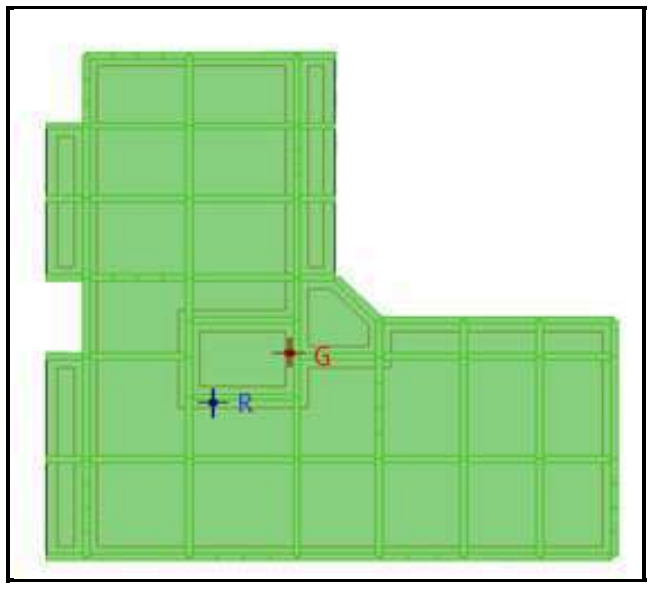


Figure IV.2.Vue en plan.

Lx=26.85 m

Ly=29.50 m

Tableau IV.1.Calcul de centre de masse.

Niveau (m)	W_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$W_i \times X_i$	$W_i \times Y_i$
+27.88	1496.09	12.30	15.53	18401.907	23234.277
+24.82	1532.23	12.42	15.55	19030.296	23826.176
+21.76	1532.23	12.42	15.55	19030.296	23826.176
+18.70	1632.69	12.44	15.56	20310.663	25404.656
+15.64	1632.69	12.44	15.56	20310.663	25404.656
+12.58	1632.69	12.44	15.56	20310.663	25404.656
+9.52	1746.54	12.46	15.56	21761.888	27176.162
+6.46	1746.54	12.46	15.56	21761.888	27176.162
+3.40	2286.25	12.26	14.05	28029.425	32121.812

⇓⇓

	ΣW_i (kN)	$\Sigma W_i \times X_i$	$\Sigma W_i \times Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
TOTAL	15237.95	188947.689	233574.733	**12.40**	**15.33**

IV.2.2.Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

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

$$\begin{cases} X_R = \dfrac{\sum l_{yi} * X_i}{\sum l_{yi}} \\ Y_R = \dfrac{\sum l_{xi} * Y_i}{\sum l_{xi}} \end{cases}$$

Avec :

- Ix et Iy : 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.
- X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

• Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux '1' : $I_X = \dfrac{bh^3}{12}$, : $I_Y = \dfrac{hb^3}{12}$
- Pour les poteaux '2' : $I_X = I_Y = \dfrac{a^2}{12}$ x $(a^2.\ Cos^2\, a + a^{2.}\ Sin^2\, a)$
- pour les voiles plein : $I_X = \dfrac{Le^3}{12}$; $I_Y = \dfrac{eL^3}{12}$

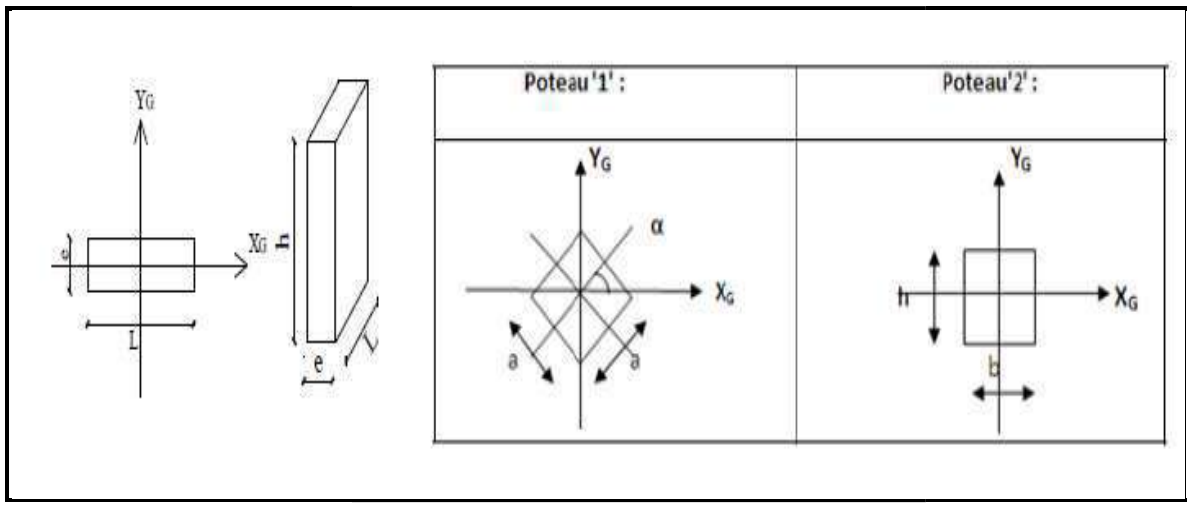


Figure IV.3.dimension des voiles et poteaux.

Tableau IV.2.Calcul du centre de torsion.

Niveau (m)	l_{xi}	l_{yi}	$l_{yi}\ x\ X_i$	$l_{xi}\ x\ Y_i$	X_i (m)	Y_i (m)
+27.88	9064212.17	8553664.52	$76.64*10^6$	$119.37*10^6$	8.96	13.17
+24.82	9080128.00	8786978.66	$78.73*10^6$	$119.58*10^6$	8.96	13.17
+21.76	9080128.00	8786978.66	$78.73*10^6$	$119.58*10^6$	8.96	13.17
+18.70	9652106.54	9371575.29	$84.25*10^6$	$121.31*10^6$	8.99	13.19
+15.64	9652106.54	9371575.29	$84.25*10^6$	$121.31*10^6$	8.99	13.19
+12.58	9652106.54	9371575.29	$84.25*10^6$	$121.31*10^6$	8.99	13.19
+9.52	10299661.23	10033344.60	$90.50*10^6$	$136.05*10^6$	9.02	13.21
+6.46	10299661.23	10033344.60	$90.50*10^6$	$136.05*10^6$	9.02	13.21
+3.40	18427642.10	14824894.89	$133.86*10^6$	$242.87*10^6$	9.03	13.18

⇓⇓

	Σl_{xi}	Σl_{yi}	$\Sigma l_{yi}\ x\ X_i$	$\Sigma l_{xi}\ x\ Y_i$	X_R (m)	Y_R (m)
TOTAL	$95.207*10^6$	$89.133*10^6$	$801.71*10^6$	$1237.43*10^6$	8.99	12.99

IV.2.3.Excentricité :

A. Excentricité statique :

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

$$\begin{cases} e_x = |X_G - X_t| \\ e_y = |Y_G - Y_t| \end{cases}$$

Tableau IV.3.Calcul de l'excentricité statique.

	Direction X			Direction Y		
Niveau (m)	X_G(m)	X_t(m)	e_x (m)	Y_G(m)	Y_t(m)	e_y (m)
+27.88	12.30	8.96	3.34	15.53	13.17	2.36
+24.82	12.42	8.96	3.46	15.55	13.17	2.38
+21.76	12.42	8.96	3.46	15.55	13.17	2.38
+18.70	12.44	8.99	3.45	15.56	13.19	2.37
+15.64	12.44	8.99	3.45	15.56	13.19	2.37
+12.58	12.44	8.99	3.45	15.56	13.19	2.37
+9.52	12.46	9.02	3.43	15.56	13.21	2.35
+6.46	12.46	9.02	3.43	15.56	13.21	2.35
+3.40	12.26	9.03	3.23	14.05	13.18	0.88

B. 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.

$$\begin{cases} E_x = 0.05\ L_x \\ E_y = 0.05\ L_y \end{cases}$$

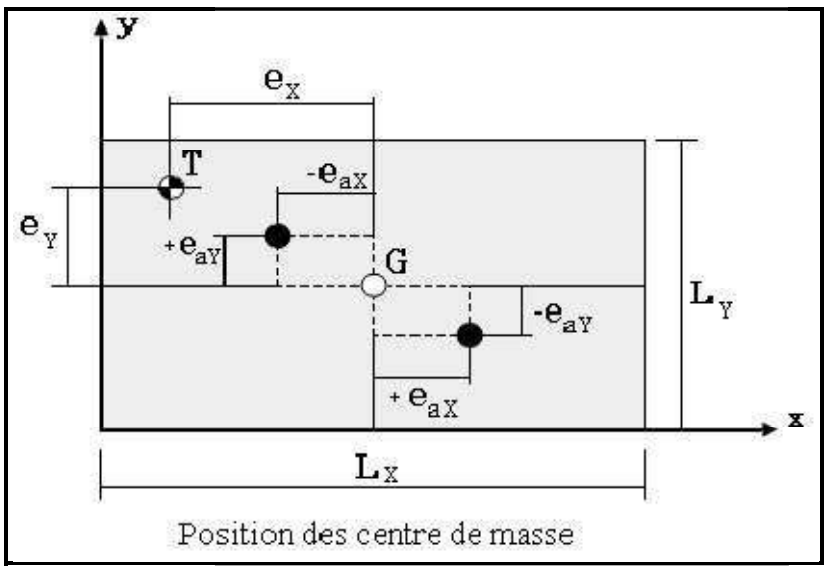
Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4.Calcul d'excentricité accidentelle.

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
+27.88	25.35	23.55	1.27	1.18
+24.82	25.35	23.55	1.27	1.18
+21.76	25.35	23.55	1.27	1.18
+18.70	25.35	23.55	1.27	1.18
+15.64	25.35	23.55	1.27	1.18
+12.58	25.35	23.55	1.27	1.18
+9.52	25.35	23.55	1.27	1.18
+6.46	25.35	23.55	1.27	1.18
+3.40	26.85	29.50	1.34	1.48

C. 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 $\pm$ 0.05 L, (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.



Position des centre de masse

Tableau IV.5.Calcul de l'excentricité totale.

	centre de masse		centre de torsion		excentricité accidentelle 5% L		excentricité finale			
	X_G (m)	Y_G (m)	X_t (m)	Y_t (m)	$\pm e_x$ acc (m)	$\pm e_y$ acc (m)	e_x $+e_x$ acc (m)	e_x - e_x acc (m)	e_y $+e_y$ acc (m)	e_y - e_y acc (m)
7	12.30	15.53	8.96	13.17	1.27	1.18	4.61	2.07	3.54	1.18
6	12.42	15.55	8.96	13.17	1.27	1.18	4.73	2.19	3.56	1.20
5	12.42	15.55	8.96	13.17	1.27	1.18	4.73	2.19	3.56	1.20
4	12.44	15.56	8.99	13.19	1.27	1.18	4.72	2.18	3.55	1.19
3	12.44	15.56	8.99	13.19	1.27	1.18	4.72	2.18	3.55	1.19
2	12.44	15.56	8.99	13.19	1.27	1.18	4.72	2.18	3.55	1.19
1	12.46	15.56	9.02	13.21	1.27	1.18	4.70	2.16	3.53	1.17
RDC	12.46	15.56	9.02	13.21	1.27	1.18	4.70	2.16	3.53	1.17
Entre sol	12.26	14.05	9.03	13.18	1.34	1.48	4.50	1.96	2.36	-0.6

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

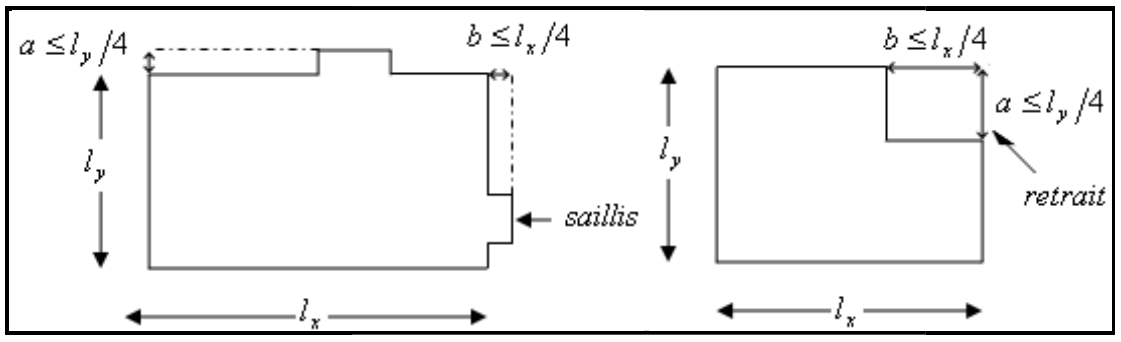
On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes:

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

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

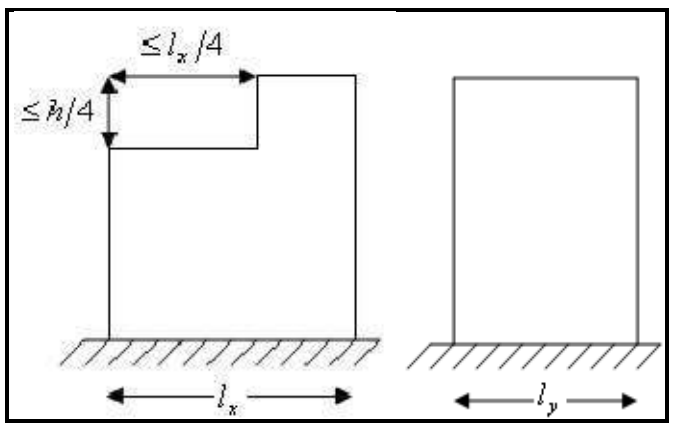
1. En zone IIa le bâtiment ou bloc étudier a une hauteur au plus égale à : 65m (C.V)

A) Régularité en plan :



Dans notre cas on a un retrait ou « a et b » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de L_x et L_y (C.N.V)

B) Régularité en élévation :



- (C.N.V) car on des retrait en élévation

2. La configuration des deux blocs étudiés est irrégulière. (En zone sismique IIa, groupe d'usage 2)

* Donc selon **[1]: ►► [Art 4.1.2] ◄◄,** les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis ' ROBOT .23'.

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. Principe :

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

IV.3.3.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT 2010 est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\,\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\,\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\,\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a. Coefficient d'accélération A : [1] ►► [RPA, Tab4.1] ◄◄

Tableau IV.6.Coefficient d'accélération de zone A.

Zone	Groupe 1A	Groupe 1B	**Groupe 2**	Groupe 3
IIa	0.25	0.20	**0.15**	0.10

L'ouvrage est classé dans le « groupe 2 ≫, ouvrage courant d'importance moyenne

Situé dans la « zone sismique IIa ≫, wilaya de Médéa

Donc : A = 0.15 [RPA 99 version 2003 : Tab.4.1]

b. facteur de correction d'amortissement η :

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\%$ **[1] ►► [Tab4.2] ◄◄**

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [1] ►► [Tab4.3] ◄◄

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique II, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33m au maximum. Donc : **R = 4**

d. facteur de qualité Q : [1] ►► [Tab4.4] ◄◄

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

$$Q = 1 + \Sigma^{6} p_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7.détermination du facteur de qualité Q.

	Critère « q »	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	Non	0.05	oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	oui	0

En récapitulant les résultats on trouve : $\begin{cases} Q_x = 1 + 0.15 = 1.15 \\ Q_y = 1 + 0.15 = 1.15 \end{cases}$

e. périodes caractéristiques : [1] ►► [Tab4.7] ◄◄

$T_1 = 0.15$ s
$T_2 = 0.50$ s
} Site S3

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes.

Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de **spectre de réponse**.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

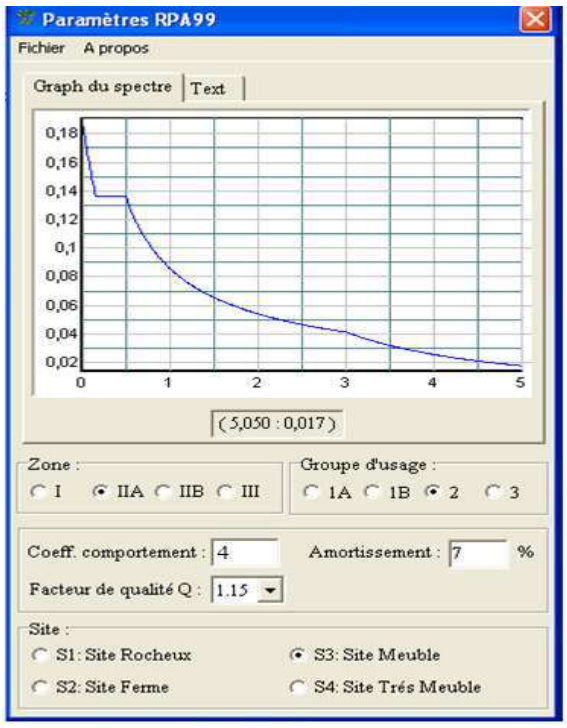


Figure IV.4.Spectres de réponse.

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

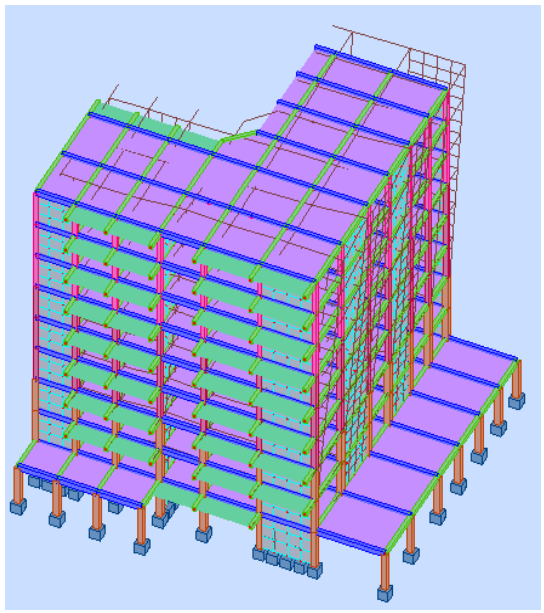
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.

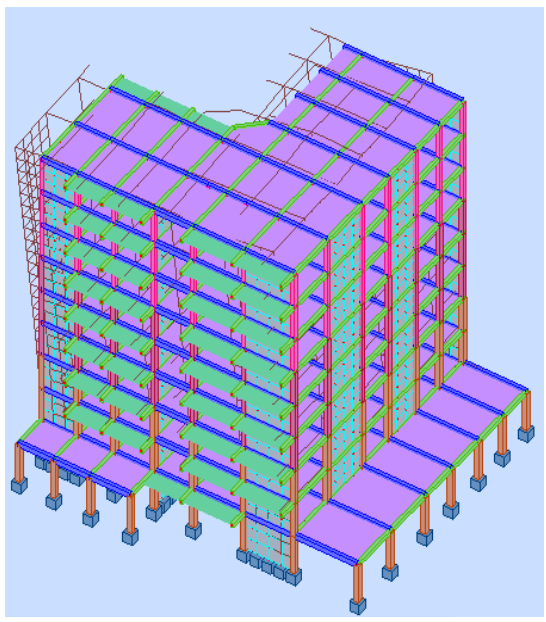
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P- Δ.
- Vérification des sollicitations normales.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

Mode 1 : translation pure suivant X



Mode 2 : translation pure suivant Y



Mode 3 : **rotation autour de Z**

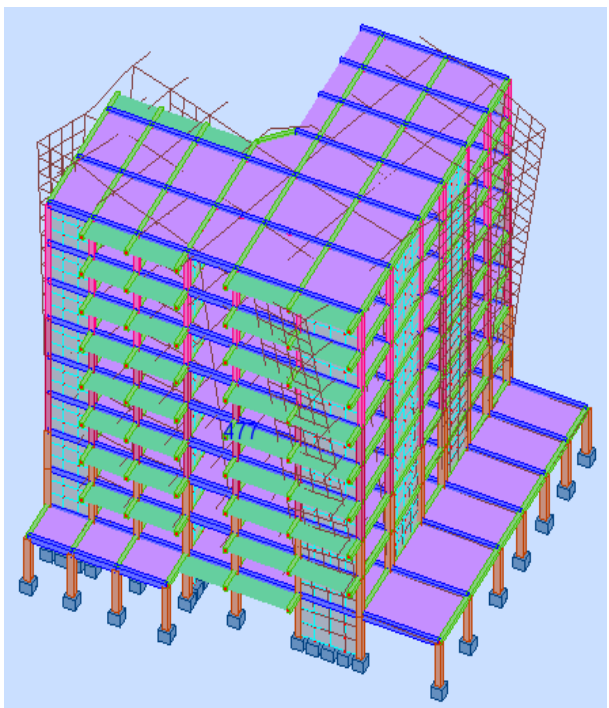


Figure IV.5.Le comportement des trois premiers modes.

Tableau IV.8.Le comportement des trois premiers modes.

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale RZ(%)
Mode 1	61.35	0.04	0.00
Mode 2	0.06	66.81	0.00
Mode 3	2.74	0.07	0.00

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant X	translation pure suivant Y	rotation autour de Z

IV.4.2. Vérification de participation massique :

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

doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après: **[1] ►► [Art4.3.4.a] ◄◄**

Tableau IV.9.Coefficient de participation massique.

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0.92	61.35	0.04	0.00
2	0.73	61.41	66.85	0.00
3	0.58	67.15	66.93	0.00
4	0.25	82.59	67.06	0.00
5	0.19	82.95	85.01	0.00
6	0.14	85.13	85.30	0.00
7	0.12	91.69	85.43	0.00
8	0.09	92.91	93.98	0.00

Constatation :

- La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 8^{éme} mode.

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] ►► [Art4.2.6] ◄◄

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{V_t}{V} > 0.8$

Calcul de la force sismique totale **[1]: ►► [Art4.2.3] ◄◄** :

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

$$\begin{cases} V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R} \cdot W \\ V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R} \cdot W \end{cases}$$

➢ D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\,\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\,\eta\,(\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\,\eta(\frac{T_2}{3})^{2/3}\,(\frac{3}{T})^{5/3} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s [1]: ►► **[Tab4.7]** ◄◄

(Avec site S3)

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

$\xi = 7\%$ **[1] : ►► [Tab4.2] ◄◄**

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥ 0.7…….….. (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions :

$C_T = 0.05 \rightarrow \begin{cases} T_x = 0.09h_N / \sqrt{D_x} \\ T_y = 0.09h_N / \sqrt{D_y} \end{cases}$ **[1]: ►► [Art4.2.4] ◄◄**

Les valeurs qu'on prend alors sont:

$\begin{cases} T_x = 0.484\ s \\ T_y = 0.462\ s \end{cases}$

Alors : $D_x = D_y = 2.5\,\eta$

Donc : $\begin{cases} D_x = 2.205 \\ D_y = 2.205 \end{cases}$

➢ W : poids total de la structure :

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

β = 0.2 **[1]: ►► [Tab4.5] ◄◄**

W = 15237.95 KN

Tableau IV.10.Calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	ΣW_i	V_x (kN)	V_y (kN)
0.15	2.205	2.205	4	1.15	1.15	15237.95	1448.97	1448.97

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

	V (kN)	V_t (kN)	0.8*V	V_t > 0.8*V
X	1448.97	2578.65	1391.01	C.V
Y	1448.97	2746.51	1391.01	C.V

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée.

IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement :

❖ Le moment de renversement est égal à :

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

Avec :

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

❖ Le moment de stabilité qui est égal à : $\begin{cases} M_{tx} = Y_G . W_i \\ M_{ty} = Y_G . W_i \end{cases}$

Avec :

*X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.

*Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

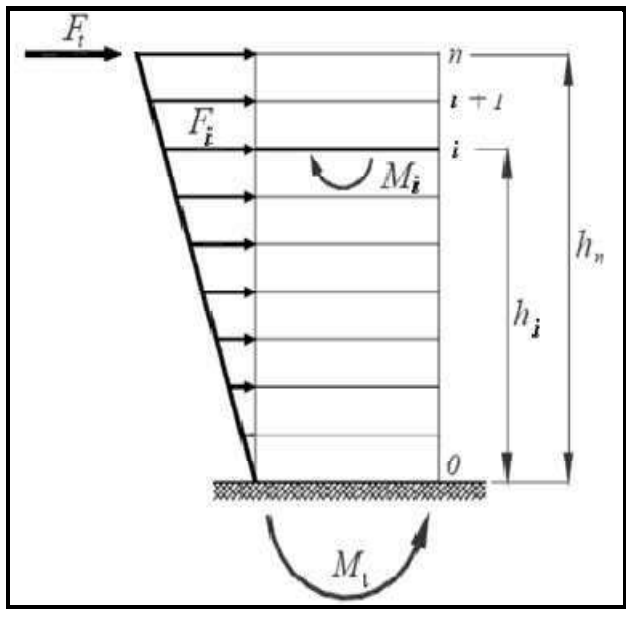


Figure IV.6.Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

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

[1] ►► [Art4.2.5] ◄◄:

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

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV \leq 0.25V & \text{si } T \geq 0.7s \\ 0 & \text{si } T < 0.7s \end{cases}$$

On a :

$$\begin{cases} T_x = 0.484\ s \rightarrow F_t = 0 \\ T_y = 0.462\ s \rightarrow F_t = 0 \end{cases}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right).V_x = \alpha_x.V_x \\ F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right).V_y = \alpha_y.V_y \end{cases}$$

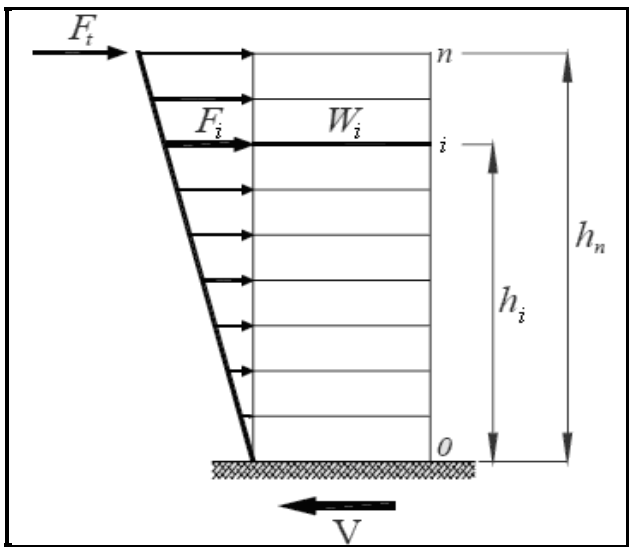


Figure IV.7.Distribution des forces sismiques.

V_x = 2578.65 kN

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

Niveau (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$ (kN.m)	α_x	F_{ix} (kN)
+27.88	1496.09	$41.71*10^3$	0.185089	477.28
+24.82	1532.23	$38.03*10^3$	0.168759	435.17
+21.76	1532.23	$33.34*10^3$	0.147947	381.50
+18.70	1632.69	$30.53*10^3$	0.135478	349.35
+15.64	1632.69	$25.53*10^3$	0.113290	292.13
+12.58	1632.69	$20.53*10^3$	0.091102	234.92
+9.52	1746.54	$16.62*10^3$	0.073751	190.18
+6.46	1746.54	$11.28*10^3$	0.050055	129.07
+3.40	2286.25	$7.77*10^3$	0.034479	88.91
SOMME		$225.35*10^3$	1	2578.51

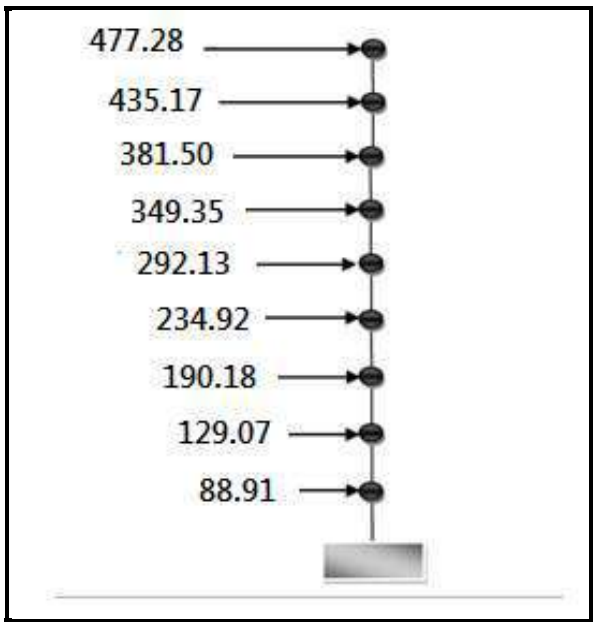


Figure IV.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

V_y =2746.51 KN

Tableau IV.13. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

Niveau (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$ (kN.m)	α_y	F_{iy} (kN)
+27.88	1496.09	$41.71*10^3$	0.185089	508.35
+24.82	1532.23	$38.03*10^3$	0.168759	463.51
+21.76	1532.23	$33.34*10^3$	0.147947	406.34
+18.70	1632.69	$30.53*10^3$	0.135478	372.10
+15.64	1632.69	$25.53*10^3$	0.113290	311.15
+12.58	1632.69	$20.53*10^3$	0.091102	250.21
+9.52	1746.54	$16.62*10^3$	0.073751	202.56
+6.46	1746.54	$11.28*10^3$	0.050055	137.48
+3.40	2286.25	$7.77*10^3$	0.034479	94.69
SOMME		$225.35*10^3$	1	2746.40

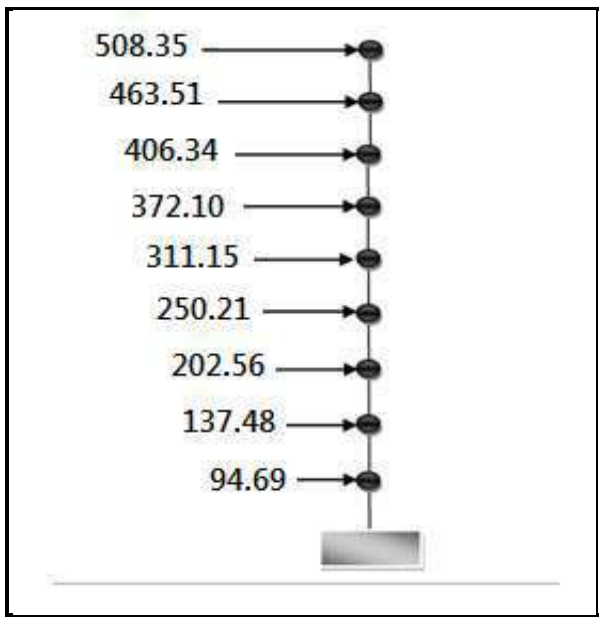


Figure IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

IV.4.4.2.Moment de renversement :

Tableau IV.14.calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{oxi} (kN.m)	M_{oyi} (kN.m)
+27.88	477.28	508.35	13306.56	14172.80
+24.82	435.17	463.51	10800.92	11504.32
+21.76	381.50	406.34	8301.44	8841.96
+18.70	349.35	372.10	6532.84	6958.27
+15.64	292.13	311.15	4568.91	4866.39
+12.58	234.92	250.21	2955.29	3147.64
+9.52	190.18	202.56	1810.51	1928.37
+6.46	129.07	137.48	833.79	888.12
+3.40	88.91	94.69	302.29	321.94
SOMME		ΣM_o	49412.55	52629.81

IV.4.4.3.Moment stabilisant :

Tableau IV.15.calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)
+27.88	1496.09	12.30	15.53	23234.28	18401.91
+24.82	1532.23	12.42	15.55	23826.17	19030.29
+21.76	1532.23	12.42	15.55	23826.17	19030.29
+18.70	1632.69	12.44	15.56	25404.65	20310.66
+15.64	1632.69	12.44	15.56	25404.65	20310.66
+12.58	1632.69	12.44	15.56	25404.65	20310.66
+9.52	1746.54	12.46	15.56	27176.16	21761.89
+6.46	1746.54	12.46	15.56	27176.16	21761.89
+3.40	2286.25	12.26	14.05	32121.81	28029.42
SOMME		ΣM_t		233574.7	188947.67

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_o} \geq 1.5$ [5]

Tableau IV.16.Vérification de la stabilité.

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx} / M_{ox}	M_{ty} / M_{oy}	$\frac{M_t}{M_o} \geq 1.5$
233574.7	188947.67	49412.55	52629.81	4.72	3.59	C.V

- Notre bâtiment est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc il est stable vis-à-vis le renversement.

IV.4.5.Vérification des déplacements :

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

$\delta_k = R\ \delta_{ek}$ **[1] ►► [Art4.4.3] ◄◄**

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

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

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

Selon [**1]: ►► [Art5.10] ◄◄:**

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser :

$$\Delta_{k\ limite} = 0.01\ x\ h_e$$

Avec :

- h_e : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.17.Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveau (m)	δ_e (cm)	δ_k = R. δ_e	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	0.01*h_e (cm)	Vérification
+27.88	1.90	7.60			
			1.20	3.06	Oui
+24.82	1.60	6.40			
			0.80	3.06	Oui
+21.76	1.40	5.60			
			1.20	3.06	Oui
+18.70	1.10	4.40			
			0.80	3.06	Oui
+15.64	0.90	3.60			
			1.20	3.06	Oui
+12.58	0.60	2.40			
			0.80	3.06	Oui
+9.52	0.40	1.60			
			0.80	3.06	Oui
+6.46	0.20	0.80			
			0.40	3.06	Oui
+3.40	0.10	0.40			
			0.40	3.40	Oui
+0.00	+0.00	+0.00			

Tableau IV.18.Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$0.01*h_e$ (cm)	Vérification
+27.88	1.70	6.80			
+24.82	1.50	6.00	0.80	3.06	Oui
+21.76	1.30	5.20	0.80	3.06	Oui
+18.70	1.00	4.00	1.20	3.06	Oui
+15.64	0.80	3.20	0.80	3.06	Oui
+12.58	0.60	2.40	0.80	3.06	Oui
+9.52	0.40	1.60	0.80	3.06	Oui
+6.46	0.20	0.80	0.8	3.06	Oui
+3.40	0.10	0.40	0.4	3.06	Oui
+0.00	0.00	0.00	0.4	3.40	Oui

IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P- Δ : [1] ►► [Art.5.9] ◄◄

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

$$\theta = P_k * \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$$

➢ P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

- V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

  - Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.19.Vérification l'effet P - Δ sens X

h_k (m)	P_k (kN)	F_{ix} (kN)	V_{kx} (kN)	Δ_{kx} (cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
+27.88	1496.09	477.28	477.28	1.20	$1.34*10^{-3}$	C.V
+24.82	3028.32	435.17	912.45	0.80	$1.06*10^{-3}$	C.V
+21.76	4560.55	381.50	1293.95	1.20	$1.94*10^{-3}$	C.V
+18.70	6193.24	349.35	1643.30	0.80	$1.61*10^{-3}$	C.V
+15.64	7825.93	292.13	1935.43	1.20	$3.10*10^{-3}$	C.V
+12.58	9458.62	234.92	2170.35	0.80	$2.77*10^{-3}$	C.V
+9.52	11205.16	190.18	2360.53	0.80	$3.99*10^{-3}$	C.V
+6.46	12951.70	129.07	2489.60	0.40	$3.22*10^{-3}$	C.V
+3.40	15237.95	88.91	2578.51	0.40	$6.95*10^{-3}$	C.V

Tableau IV.20.Vérification l'effet P - Δ sens Y

h_k (m)	P_k (kN)	F_{iy} (kN)	V_{ky} (kN)	Δ_{ky} (cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
+27.88	1496.09	508.35	508.35	0.80	$0.84*10^{-3}$	C.V
+24.82	3028.32	463.51	971.86	0.80	$1.00*10^{-3}$	C.V
+21.76	4560.55	406.34	1378.20	1.20	$1.82*10^{-3}$	C.V
+18.70	6193.24	372.10	1750.30	0.80	$1.51*10^{-3}$	C.V
+15.64	7825.93	311.15	2061.45	0.80	$1.94*10^{-3}$	C.V
+12.58	9458.62	250.21	2311.66	0.80	$2.60*10^{-3}$	C.V
+9.52	11205.16	202.56	2514.22	0.80	$3.74*10^{-3}$	C.V
+6.46	12951.70	137.48	2651.70	0.40	$3.02*10^{-3}$	C.V
+3.40	15237.95	94.69	2746.39	0.40	$6.52*10^{-3}$	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis a vis de l'effet P-Δ , donc on garde les dimensions des poteaux.

IV.4.7.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 :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

ν : effort normal réduit.

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'air (section brute) de cette section de béton.

f_{c2} : La résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.21.vérifications des sollicitations normales.

	N_d (kN)	B_c (mm²)	f_{c28} (MPa)	ν	ν ≤ 0.3
7éme étage	132.30	122500	25	0.04	C.V
6éme étage	271.46	122500	25	0.08	C.V
5éme étage	415.48	122500	25	0.13	C.V
4éme étage	561.70	160000	25	0.14	C.V
3éme étage	715.68	160000	25	0.17	C.V
2éme étage	869.80	160000	25	0.21	C.V
1er étage	1023.49	202500	25	0.20	C.V
RDC	1175.77	202500	25	0.23	C.V
Entre Sol	1331.30	202500	25	0.26	C.V

IV.5. CONCLUSION :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de la structure.

Chapitre V

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 93 :

* E.L.U :1,35G +1,5Q

* E.L.S : G + Q

- ❖ les combinaisons données par les règles RPA99 version 2003►► **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.

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
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1.00$
$\sigma_b = 25$ MPa	FeE 400	$\sigma_b = 25$ MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b} = 14.2$ MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\overline{\sigma_b} = 18.5$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

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 40 Ø en Zone IIa.

➢ A Travée et appui $\geq$ Amin CBA et Amin RPA

➢ A Travée et appui $\leq$ Amax RPA

V.2.2.b. Armatures transversales **[1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :**

➢ La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t =0,003. St .b

*b : largeur de la poutre.

*St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en Zone courante} \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_1\right) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

❖ Ferraillage longitudinal des poutres principales :

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales.

	Niveau	position	M_u (kN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	62.96	1.35G+1.5Q	0	4.46	6HA12 = 6.78 cm^2
		Appui	-100.46	G+Q+E_x	0	7.33	6HA14 = 9.23 cm^2
	Etages	Travée	52.57	G+Q-E_x	0	3.69	6HA12 = 6.78 cm^2
		Appui	-112.58	G+Q+E_y	0	8.30	6HA14 = 9.23 cm^2
	Entre sol	Travée	84.99	1.35G+1.5Q	0	6.12	6HA14 = 9.23 cm^2
		Appui	-116.21	G+Q+E_x	0	8.59	6HA14 = 9.23 cm^2
Rive	Terrasse	Travée	61.09	1.35G+1.5Q	0	4.32	6HA12 = 6.78 cm^2
		Appui	-97.56	G+Q+E_x	0	7.10	6HA14 = 9.23 cm^2
	Etages	Travée	58.76	1.35G+1.5Q	0	4.15	6HA12 = 6.78 cm^2
		Appui	-120.70	G+Q+E_y	0	8.96	6HA14 = 9.23 cm^2
	Entre sol	Travée	39.71	1.35G+1.5Q	0	3.05	4HA14 = 6.15 cm^2
		Appui	-70.08	G+Q+E_y	0	4.99	6HA12 = 6.78 cm^2

❖ Ferraillage longitudinal des poutres secondaires:

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

	Niveau	position	M_u (kN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-49.12	$G+Q+E_x$	0	4.62	6HA12 = 6.78 cm^2
	Etages	Appui	-56.13	$G+Q+E_x$	0	5.33	6HA12 = 6.78 cm^2
	Entre sol	Appui	-42.86	$G+Q+E_x$	0	4.00	6HA12 = 6.78 cm^2
Rive	Terrasse	Appui	-84.98	$G+Q+E_x$	0	8.44	6HA14 = 9.23 cm^2
	Etages	Appui	-64.75	$G+Q+E_x$	0	6.23	6HA14 = 9.23 cm^2
	Entre sol	Appui	-29.22	$G+Q+E_x$	0	2.68	6HA12 = 6.78 cm^2

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

	Niveau	position	M_{ser} (kN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	45.95	G+Q	6.78	5.70	179.6	C.V	C.V
		Appui	-71.62	G+Q	9.23	8.20	-	C.V	-
	Etages	Travée	35.28	G+Q	6.78	4.40	137.9	C.V	C.V
		Appui	-81.45	G+Q	9.23	9.10	-	C.V	-
	Entre sol	Travée	61.59	G+Q	9.23	6.90	179.7	C.V	C.V
		Appui	-110.47	G+Q	9.23	12.6	-	C.V	-

Rive	Terrasse	Travée	44.17	G+Q	6.78	5.50	172.6	C.V	C.V
		Appui	-84.95	G+Q	9.23	9.70	-	C.V	-
	Etages	Travée	41.47	G+Q	6.78	5.10	162.1	C.V	C.V
		Appui	-78.54	G+Q	9.23	8.80	-	C.V	-
	Entre sol	Travée	21.58	G+Q	3.08	3.60	179.3	C.V	C.V
		Appui	-40.05	G+Q	6.78	5.00	156.5	C.V	C.V

Tableau V.5. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.

	Niveau	position	M_{ser} (kN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Appui	-43.20	G+Q	6.78	8.50	-	C.V	-
	Etages	Appui	-26.48	G+Q	6.78	5.20	136.8	C.V	C.V
	Entre sol	Appui	-21.46	G+Q	6.78	4.20	111.8	C.V	C.V
Rive	Terrasse	Appui	-14.69	G+Q	9.23	2.60	56.7	C.V	C.V
	Etages	Appui	-14.63	G+Q	9.23	2.60	56.5	C.V	C.V
	Entre sol	Appui	-13.83	G+Q	6.78	2.70	71.4	C.V	C.V

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Tableau V.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}CBA =1.35 cm^2	A_{min}RPA =6.75 cm^2	$A_{max\,T}$RPA = 54 cm^2	$A_{max\,A}$RPA = 81 cm^2	correction
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA12
		Appui	9.23	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA14
	Etages, RDC	Travée	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA12
		Appui	9.23	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA14
	Entre sol	Travée	9.23	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA14
		Appui	9.23	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA14
	Terrasse	Travée	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA12
		Appui	9.23	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA14
Rive	Etages	Travée	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA12
		Appui	9.23	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA14
	Entre sol	Travée	6.15	C.V	C.N.V	C.V	C.V	6HA14
		Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA12

Tableau V.7. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	A_{calcul} (cm^2)	A_{min}CBA =1.05 cm^2	A_{min}RPA =5.25 cm^2	$A_{max\,A}$RPA = 63 cm^2	correction
Intermédiaire	Terrasse	Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	6HA12
	Etages	Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	6HA12
	Entre sol	Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	6HA12
Rive	Terrasse	Appui	9.23	C.V	C.V	C.V	6HA14
	Etages	Appui	9.23	C.V	C.V	C.V	6HA14
	Entre sol	Appui	6.78	C.V	C.V	C.V	6HA12

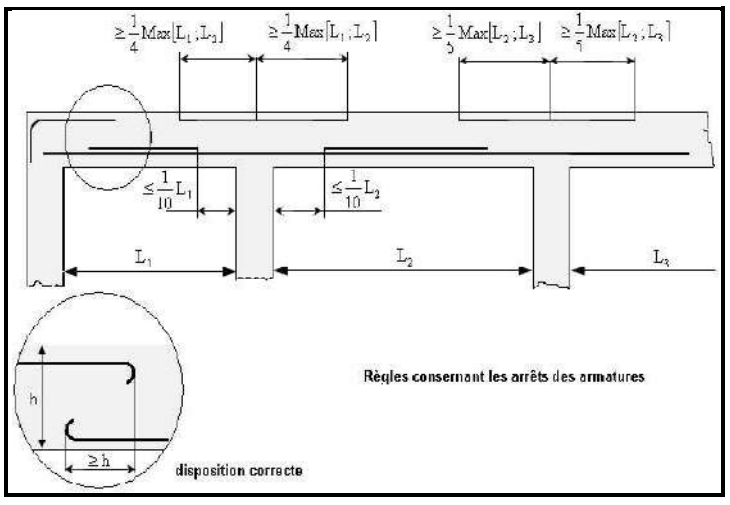


Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres.

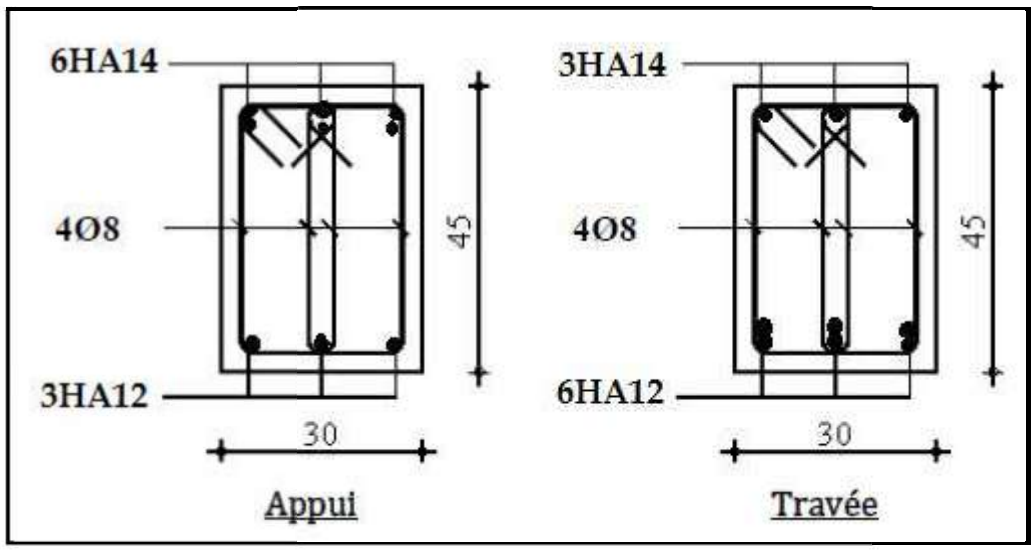


Figure V.2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires de la terrasse et de l'étage

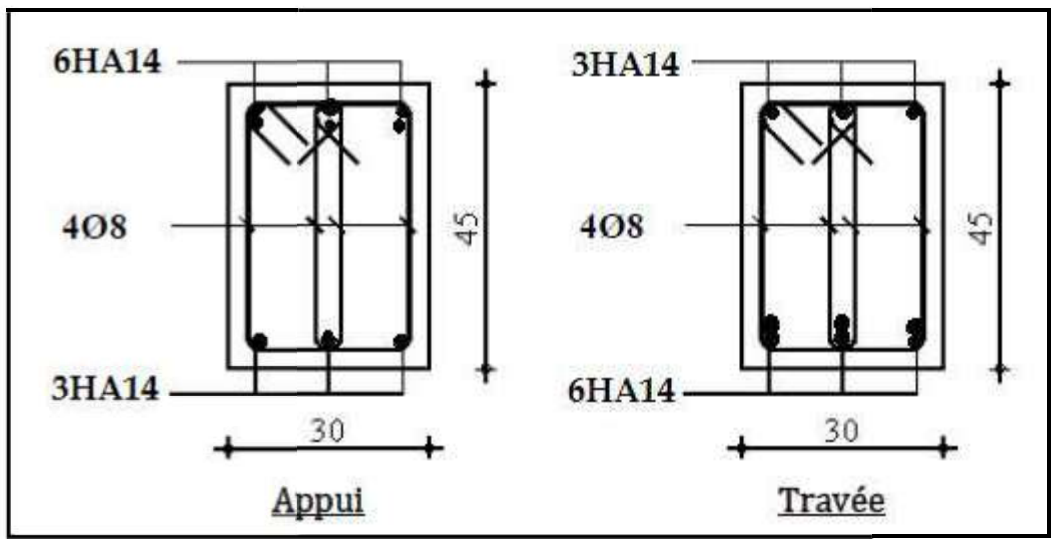


Figure V.4 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires de l'entre sol.

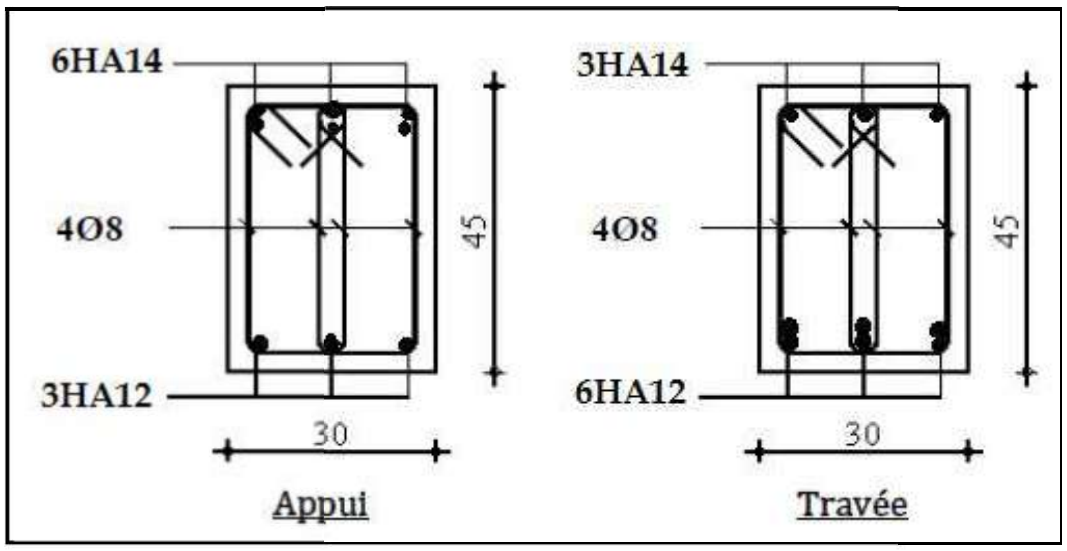


Figure V.5 : Ferraillages des poutres principales de rives de la terrasse et de l'étage

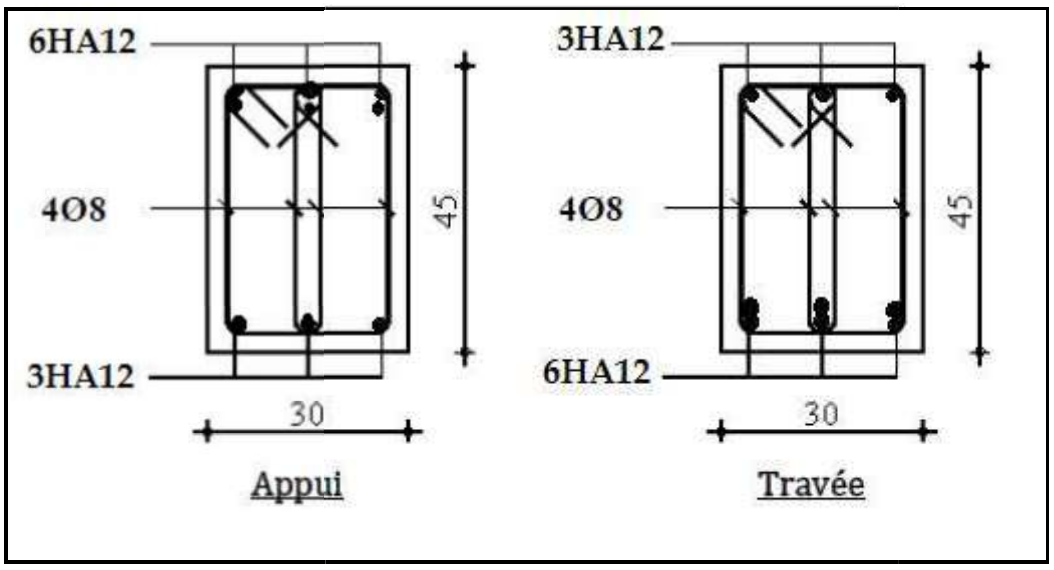


Figure V.7 : Ferraillages des poutres principales de rives de l'entre sol.

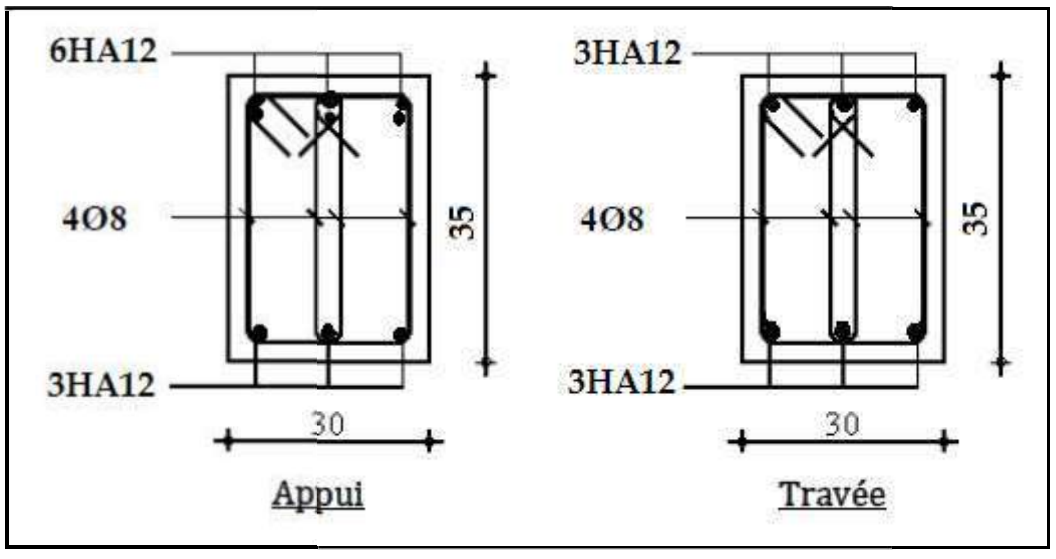


Figure V.8 : Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires de la terrasse, de l'étage et de l'entre sol.

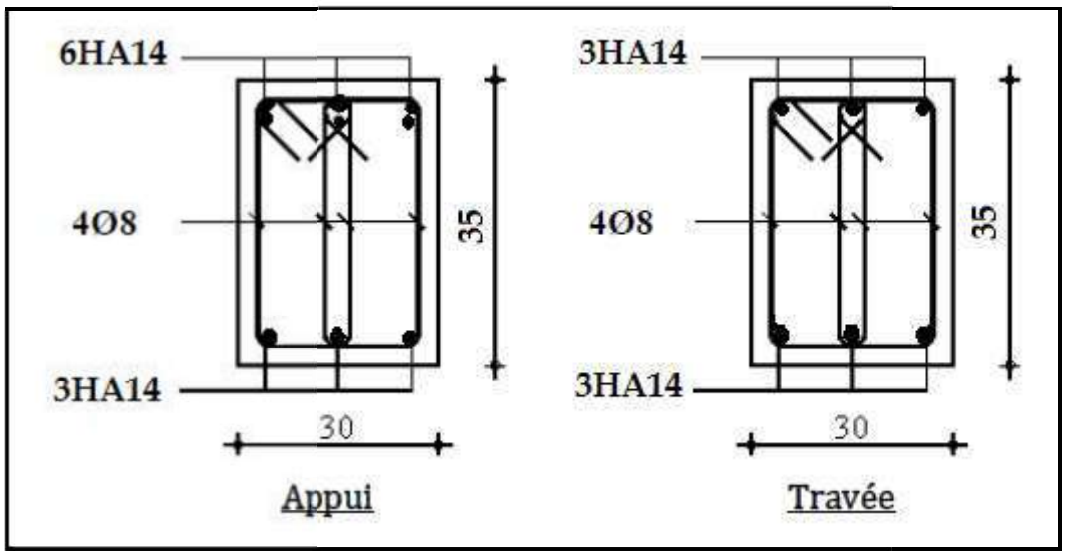


Figure V.11 : Ferraillages des poutres secondaires de rive de la terrasse et de l'étage.

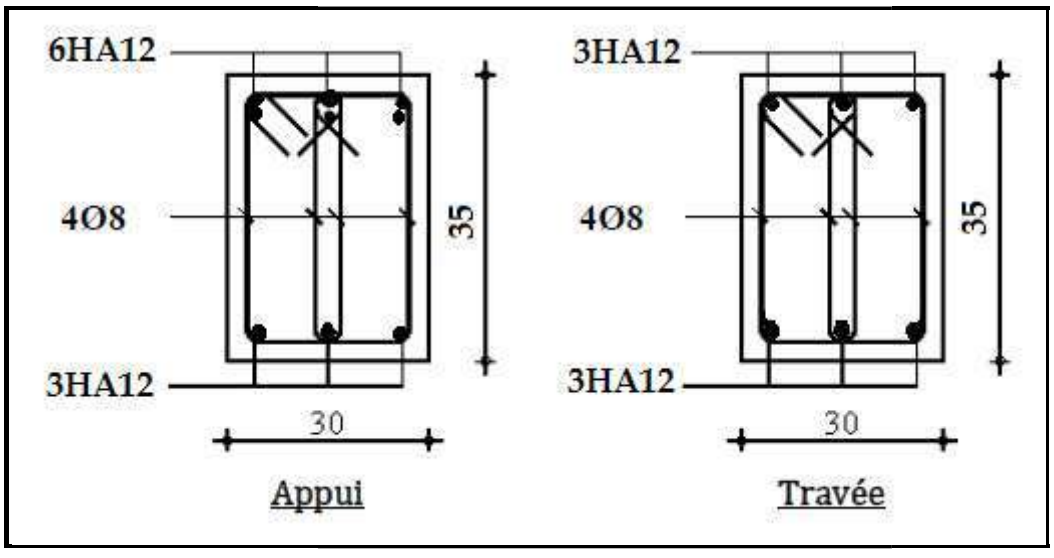


Figure V.13 : Ferraillages des poutres secondaires de rives de l'entre sol.

V.2.5. 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 $\overline{\tau_u}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right]$
Situation durable	$\overline{\tau_u}$ = 2.50 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 3.34 Mpa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 4.34 Mpa

Tableau V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

	Niveau	V_u (kN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	102.95	$G+Q+E_x$	0.81	4.34	C.V
	Etages	112.94	$G+Q+E_x$	0.88	4.34	C.V
	Entre sol	152.00	1.35G+1.5Q	1.19	3.34	C.V
Rive	Terrasse	100.02	$G+Q+E_y$	0.78	3.26	C.V
	Etages	107.86	1.35G+1.5Q	0.84	2.50	C.V
	Entre sol	61.56	1.35G+1.5Q	0.48	2.50	C.V

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	V_u (kN)	combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	36.24	$G+Q+E_y$	0.37	4.34	C.V
	Etages	46.95	$G+Q+E_x$	0.48	4.34	C.V
	Entre sol	31.72	$G+Q+E_x$	0.32	4.34	C.V
Rive	Terrasse	46.06	$G+Q+E_x$	0.47	3.26	C.V
	Etages	43.50	$G+Q+E_x$	0.44	3.26	C.V
	Entre sol	22.06	$G+Q+E_x$	0.22	3.26	C.V

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

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

D'après CBA 93 :
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma\,(\tau_u - 0{,}3.f_{tj}.K)}{0.9\,f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq \min\,(0.9d\ ;\ 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

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

Tableau V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30 x 35	0.48	30	2.01	8.75	17.5	1.35	5	15	**4Ø8**
30 x 45	1.19	39	2.01	11.25	22.5	1.35	5	15	**4Ø8**

V.2.7.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$
- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$
- $\dfrac{A}{b_0 d} \leq \dfrac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75

Tableau V.12. Vérification de la flèche des poutres.

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	0.094	0.062	C.V	0.094	0.075	C.V	0.0072	0.0105	C.V
PS	0.076	0.062	C.V	0.076	0.075	C.V	0.0069	0.0105	C.V

✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ Selon le CBA :

$$A_l = \min \begin{cases} 4\ \text{cm}^2 \text{ pour par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{B: section de béton comp6rimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► **[Art 7.4.2.1]** ◄◄**:**

La Zone nodale est ornée par la face supérieur du plancher et h'.

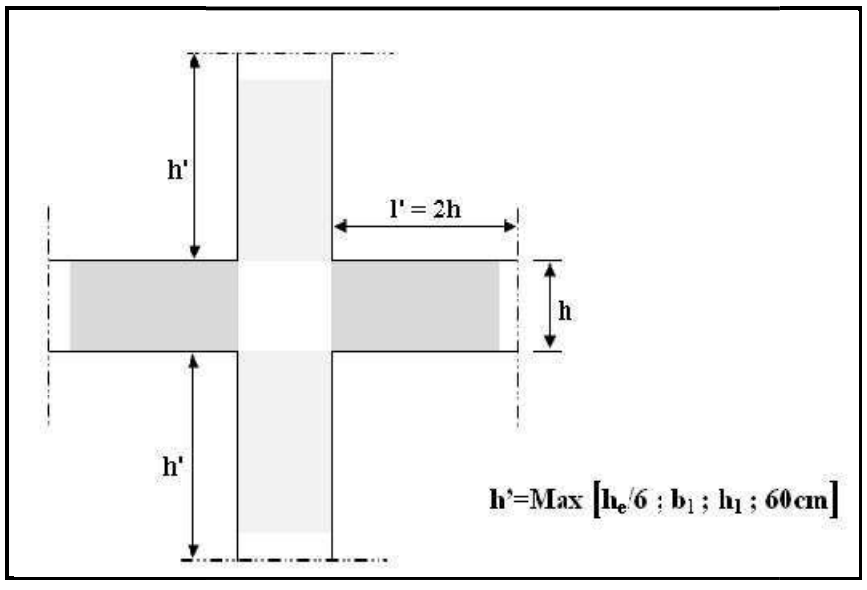


Figure V.14. Définition de la zone nodale dans les poteaux.

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIa par :

$0.8\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 4\%$: En zone courante

$0.8\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\%$: En zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des re

couvrements est de : 40 Φ en zone IIa

- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIa.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

*h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. 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}

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- ➢ e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- ➢ e_2: Excentricités du 2 éme ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2+\alpha.\emptyset)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\emptyset = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{M_u G}{M_u}$
- ✓ $M_u G$: Moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
- ✓ L_f : Longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➢ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}\left[\frac{L_0(cm)}{250}, 2cm\right]$$

➢ on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15 \text{ et } \frac{20 * e_1}{h}\right.$$

Tableau V.13. Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU

	Solli	valeur	M_uG (kN.m)	Comb	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e_a (cm)	$\frac{l_f}{h}$	Max (15 et $\frac{20 * e_1}{h}$)	vérif.
Rive 45*45	N_{max} (kN)	1596.04	41.36	1.35G+1.5Q	3.31	1.34	2	5.28	15	C.V
	M_{corr} (kN.m)	52.84								
	M_{max} (kN.m)	61.57	41.36	G+Q+EY	4.65	1.26	2	5.28	15	C.V
	N_{corr} (kN)	1321.90								
	N_{min} (kN)	716.61	41.36	0.8G-EX	4.70	1.67	2	5.28	15	C.V
	M_{corr} (kN.m)	33.74								
Inter 45*45	N_{max} (kN)	1771.29	16.60	1.35G+1.5Q	1.19	1.34	2	5.28	15	C.V
	M_{corr} (kN.m)	21.24								
	M_{max}	26.44	16.60	G+Q-EX	2.12	1.23	2	5.28	15	C.V

	(kN.m)									
	N_{corr} (kN)	1243.19								
	N_{min} (kN)	797.59	16.60	0.8G-EX	3.29	1.23	2	5.28	15	C.V
	M_{corr} (kN.m)	26.29								
Rive 40*40	N_{max} (kN)	1052.60	18.10	1.35G+1.5Q	2.23	1.22	2	5.35	15	C.V
	M_{corr} (kN.m)	23.51								
	M_{max} (kN.m)	58.67	18.10	G+Q-EY	6.74	0.90	2	5.35	15	C.V
	N_{corr} (kN)	869.80								
	N_{min} (kN)	465.70	18.10	0.8G-EY	3.21	1.52	2	5.35	15	C.V
	M_{corr} (kN.m)	14.98								
Inter 40*40	N_{max} (kN)	1137.91	20.19	1.35G+1.5Q	2.19	1.24	2	5.35	15	C.V
	M_{corr} (kN.m)	24.94								
	M_{max} (kN.m)	59.56	20.19	G+Q+EY	6.92	0.92	2	5.35	15	C.V
	N_{corr} (kN)	859.89								
	N_{min} (kN)	509.68	20.19	0.8G-EX	6.61	1.10	2	5.35	15	C.V

	M_{corr} (kN.m)	33.71								
Rive 35*35	N_{max} (kN)	522.27	18.50	1.35G+1.5Q	4.61	1.39	2	6.12	15	C.V
	M_{corr} (kN.m)	24.10								
	M_{max} (kN.m)	57.25	18.50	G+Q+EY	13.97	1.04	2	6.12	15	C.V
	N_{corr} (kN)	409.67								C.V
	N_{min} (kN)	232.74	18.50	0.8G-EY	6.82	1.70	2	6.12	15	C.V
	M_{corr} (kN.m)	15.88								
Inter 35*35	N_{max} (kN)	549.30	20.30	1.35G+1.5Q	4.54	1.42	2	6.12	15	C.V
	M_{corr} (kN.m)	24.98								
	M_{max} (kN.m)	52.98	20.30	G+Q+EY	12.75	1.08	2	6.12	15	C.V
	N_{corr} (kN)	415.48								
	N_{min} (kN)	251.22	20.30	0.8G-EX	15.47	1.19	2	6.12	15	C.V
	M_{corr} (kN.m)	38.88								

V.3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau V.14 : Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU

	M_G (kN.m)	N (KN)	Comb	sect	A (cm^2)	A' (cm^2)
Rive 45*45	106.14	1596.04	1.35G+1.5Q	SPC	< 0	0
	104.56	1321.90	G+Q+EY	SPC	< 0	0
	59.98	716.61	0.8G-EX	SPC	< 0	0
Inter 45*45	80.24	1771.29	1.35G+1.5Q	SPC	< 0	0
	66.51	1243.19	G+Q-EX	SPC	< 0	0
	52.00	797.59	0.8G-EX	SPC	< 0	0
Rive 40*40	57.36	1052.60	1.35G+1.5Q	SPC	< 0	0
	83.85	869.80	G+Q-EY	SPC	< 0	0
	31.34	465.70	0.8G-EY	SPC	< 0	0
Inter 40*40	61.79	1137.91	1.35G+1.5Q	SPC	< 0	0
	84.61	859.89	G+Q+EY	SPC	< 0	0
	49.49	509.68	0.8G-EX	SPC	< 0	0
Rive 35*35	41.78	522.27	1.35G+1.5Q	SPC	< 0	0
	69.68	409.67	G+Q+EY	SPC	1.90	0
	24.48	232.74	0.8G-EY	SPC	< 0	0
Inter 35*35	43.72	549.30	1.35G+1.5Q	SPC	< 0	0
	65.77	415.48	G+Q+EY	SPC	1.35	0
	46.88	251.22	0.8G-EX	SPC	1.01	0

Tableaux V.15 : Vérification des sections d'armatures longitudinales des poteaux à l'ELU

	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{max\ RPA}$ (cm^2)	$A_{max\ RPA}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
			Nodale	Courante	
Rive 35*35	1.22	9.80	49	73.5	8HA14 = 12.31
Inter 35*35	1.22	9.80	49	73.5	8HA14 = 12.31
Rive 40*40	1.60	12.80	64	96	6HA14+2HA16 =13.25
Inter 40*40	1.60	12.80	64	96	6HA14+2HA16 =13.25
Rive 45*45	2.025	18.22	81	161.5	12HA16 = 24.13
Inter 45*45	2.025	18.22	81	161.5	12HA16 = 24.13

V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitationsM_{ser} , N_{ser}

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_b = 15. \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G\,(v_1 - c'}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k \,.\, y_1$$

$$\sigma_b = 15k\,(d - y_1)$$

Tableau V.16. Vérification des armatures à ELS des poteaux.

Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Sect	Fissu	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Rive 35*35	17.44	378.91	12.31	SPC	préj	5.8	7.50	C.V	C.V
Inter 35*35	18.16	399.34	12.31	SPC	préj	6.1	7.90	C.V	C.V
Rive 40*40	17.02	762.28	13.25	SEC	préj	6.8	36.7	C.V	C.V
Inter 40*40	18.12	826.31	13.25	SEC	préj	7.4	40.0	C.V	C.V
Rive 45*45	38.29	1155.46	24.13	SEC	préj	8.9	33.4	C.V	C.V
Inter 45*45	15.39	1285.89	24.13	SEC	préj	8.4	51.9	C.V	C.V

V.3.2.Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93 :**

Armatures droites ($\alpha = 90°$)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0.2\frac{f_{c2}}{\gamma_b}\ ; 5\text{MPa}\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3.34 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4.34 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0.15\,\frac{f_{c2}}{\gamma_b}\,;\,4\text{MPa}\right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2.50\ \text{MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3.26\ \text{MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$\tau_{bu} = \rho_d \,.\, f_{c2}$

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

Avec :

λ : c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ i = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{\alpha}\sqrt{12} \approx 3.46\,\frac{\ell_f}{\alpha}$$

V.3.2.c. Vérification des contraintes tangentielles :

Tableau V.17. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	Comb	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35*35	G+Q+EY	36.38	0.32	21.20	0.075	1.875	4.34	C.V
40*40	G+Q+EX	28.09	0.19	18.55	0.075	1.875	4.34	C.V
45*45	G+Q+EY	16.69	0.09	18.32	0.075	1.875	4.34	C.V

V.3.2.d. Calcul des armatures transversales :

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3] ◄◄:**

- $\emptyset_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_\ell\right]$
- $A_t = n_t \cdot a_t$: Avec nt est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{c28} * K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1+3\frac{N_u}{B.f_{c2}}$
- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :**

$$S_t = \frac{h \cdot f_e \cdot A_t}{\rho \cdot V_u}$$

Avec :

➢ $A_t = n_t \cdot a_t$

➢ 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

➢ $\lambda_g = \frac{\ell_f}{\alpha}$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \text{dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $S_t \leq$ Min (10 $\emptyset_1$, 15 cm) en zone IIa
  - Dans la zone courante: $S_t \leq 15\ \emptyset_1$ en zone IIa
- La quantité d'armatures transversales minimale A_t / (S_t*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\ \% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\ \% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Tableau V.18. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	V_u (kN)	A_t (cm^2)	λ_g	P	$S_{t\ cal\ RPA}$ (cm)	Zone	$S_{t\ RPA}$	$S_{t\ CBA}$	$S_{t\ finale}$ (cm)	Choix
35*35	36.38	2.01	6.12	2.5	18.17	cour	21	28.8	15	4Ø8
						nod	14	28.8	10	4Ø8
40*40	28.09	2.01	5.35	2.5	26.90	cour	21	33.3	15	4Ø8
						nod	14	33.3	10	4Ø8
45*45	16.69	2.01	4.76	2.5	50.94	cour	24	37.8	15	4Ø8
						nod	15	37.8	10	4Ø8

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:**

Tableau V.19. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t * b} \geq 0.3\ \%$
35*35	Cour	0.38	C.V
	Nod	0.57	C.V
40*40	Cour	0.33	C.V
	Nod	0.50	C.V
45*45	Cour	0.31	C.V
	Nod	0.45	C.V

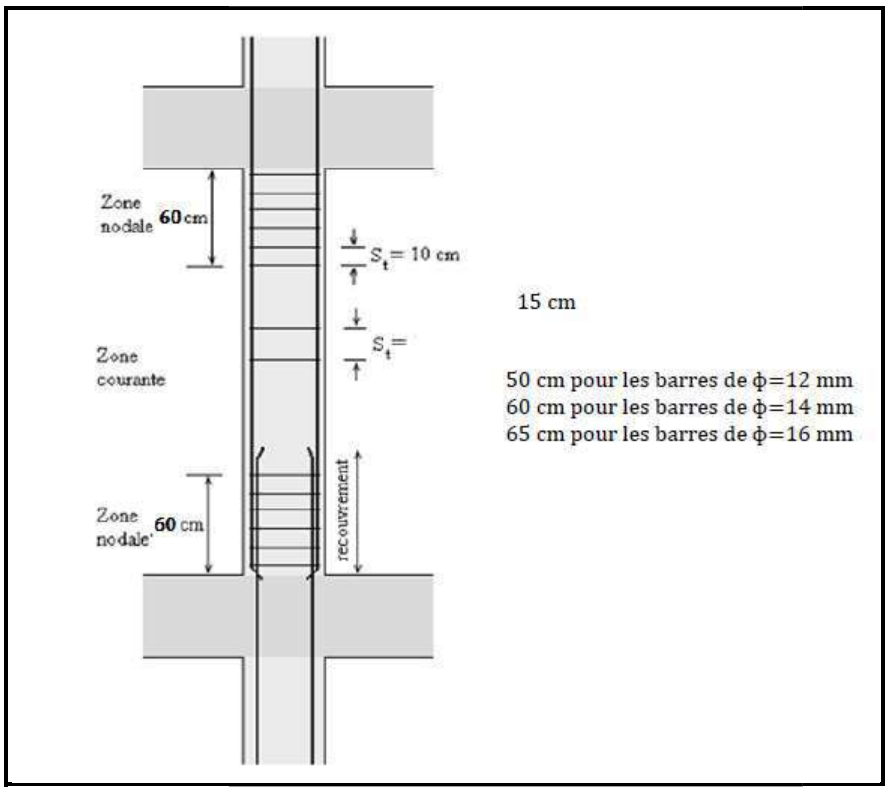


Figure V.15. Disposition des armatures pour les poteaux.

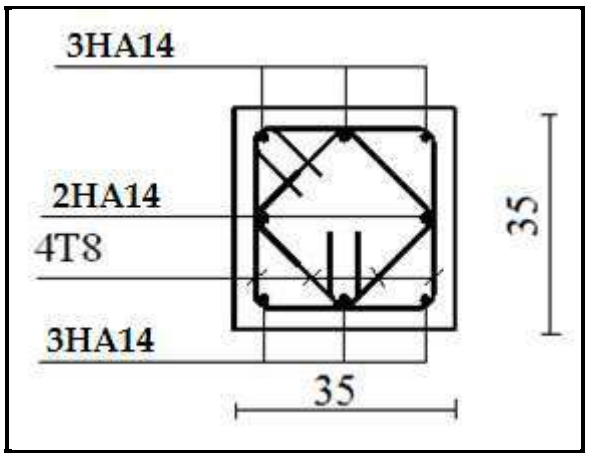


Figure V.16. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 7, 6, 5.

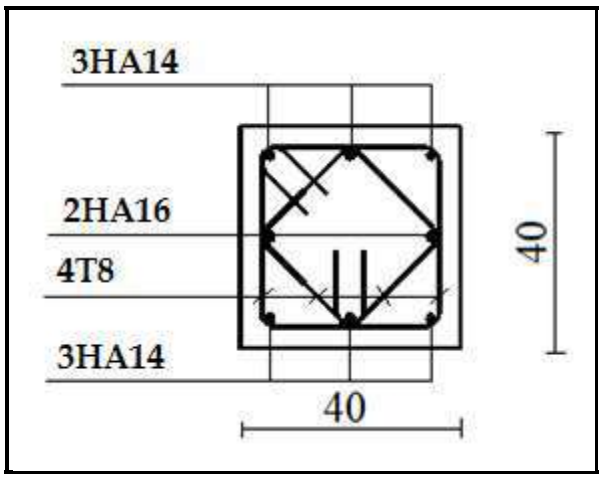


Figure V.17. Ferraillage des poteaux de rive des étages 4, 3, 2.

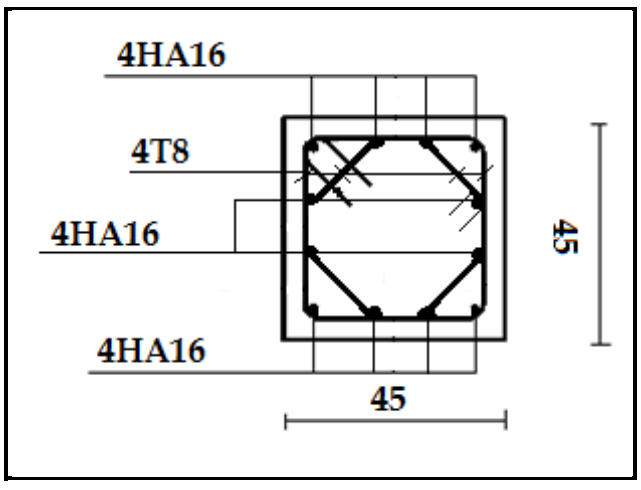


Figure V.18. Ferraillage des poteaux de rive des étages entre sol, RDC et 1ere étage

V.3.Ferraillage des voiles :

V.3.1.Introduction :

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le ut est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

A. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$

0.8G ± E

❖ A.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

A.1.1.Aciers verticaux : [1] ►► [Art 7.7.4.1] ◄◄

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des arres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

A.1.2.Aciers horizontaux : [1] ►► [Art 7.7.4.2] ◄◄

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

❖ Règles communes : **[1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

A.1.3.Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

B. Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour l'épaisseur suivante :

- e=15 cm

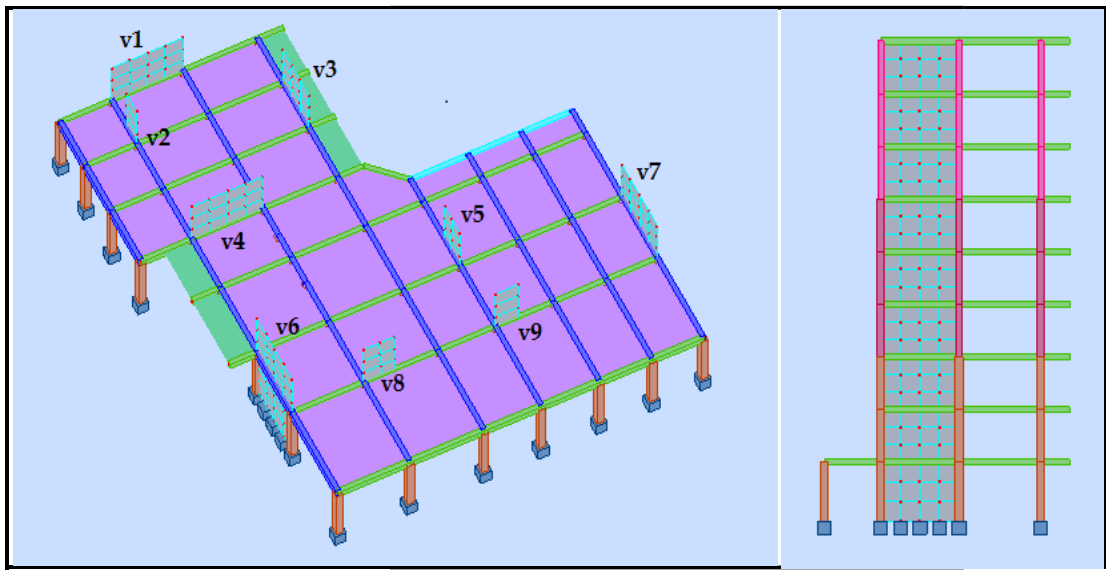


Figure V.19. Disposition des voiles.

➢ **Méthode de calcul : [6]**

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du NAVIER : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω : La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$; $\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

1- Section entièrement tendue (SET): σ_1 et $\sigma_2 < 0$

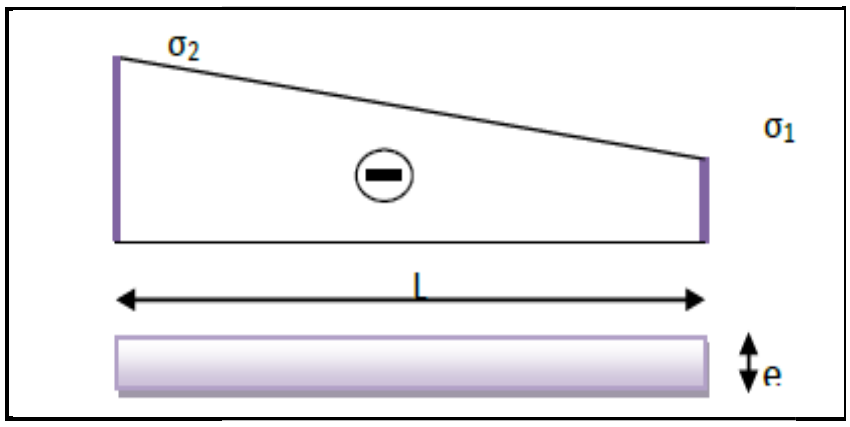


Figure V.20. Section entièrement tendue.

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} \quad \Longrightarrow \quad F = \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right] * e * L$$

2- Section entièrement comprimée (SEC): σ_1 et $\sigma_2 > 0$

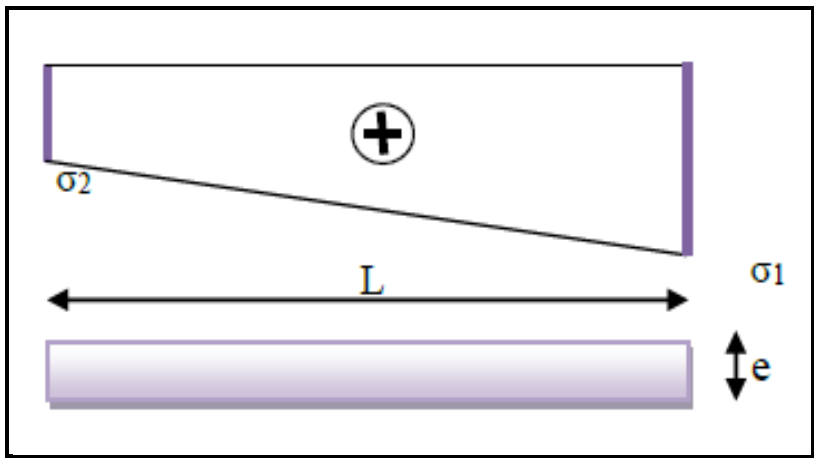


Figure V.21. Section entièrement comprimée.

$A_{s\,min}$ = 0.15 % x e x L

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : σ1 et σ2 de signes opposées.

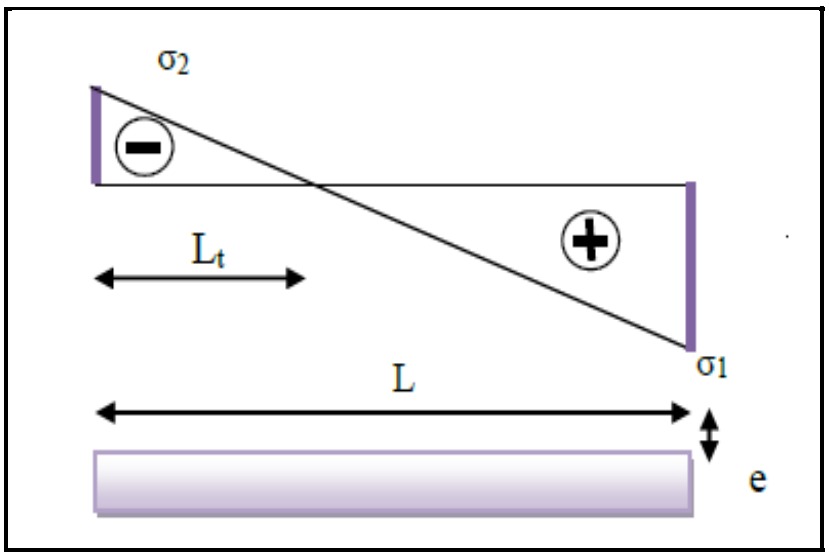


Figure V.22. Section partiellement comprimée.

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \text{x } L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \text{ x } L_t \text{ x } e}{2} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

Tableau V.20. Les armatures verticales des voiles V_1, V_3, V_4, V_6, V_7 de 15 cm

Epaisseur	15 cm		
Voile	V_1,V_4	V_6,V_7	V_3
L (m)	4.15	4.15	2.95
σ_1 (MPa)	-8.45	-2.06	-7.08
σ_2 (MPa)	-0.61	-4.85	-0.43
Nature	SET	SET	SET
L_t (m)	4.15	4.15	2.95
F (kN)	2819.92	2150.73	1661.58
σ_s (MPa)	400	400	400
0.2 % B_t	-	-	-
A_s / ml ≥ 0.2 % B_t	-	-	-
A_{min} CBA (cm^2)	6.22	6.22	4.42
A_{min} RPA99 version 2003 (cm^2)	9.00	9.00	4.60
S_t d'about (cm)	12	12	12
S_t courante (cm)	24	24	24
(2) armatures d'about (cm^2)	16HA12 = 18.10	16HA12 = 18.10	12HA12 = 13.56
(2) armatures Courante (cm^2)	26HA10 = 20.41	26HA10 = 20.41	18HA10 = 14.12

Tableau V.21. Les armatures verticales des voiles V_2, V_5,V_8, V_9 de 15 cm

Epaisseur	15 cm			
Voile	V_2	V_5	V_8	V_9
L (m)	1.30	2	2	1.50
σ_1 (MPa)	-6.27	-9.41	-12.24	-2.06
σ_2 (MPa)	-1.41	-1.71	-0.57	-4.85
Nature	SET	SET	SET	SET
L_t (m)	1.30	2	2	1.50
F (kN)	748.8	1668	1921.5	777.37
σ_s (MPa)	400	400	400	400
0.2 % B_t	-	-	-	-
A_s / ml ≥ 0.2 % B_t	-	-	-	-
A_{min} CBA (cm^2)	1.95	3	3	2.25
A_{min} RPA (cm^2)	3.40	4.50	4.50	3.50
S_t d'about (cm)	11	11	11	11
S_t courante (cm)	22	22	22	22
(2) armatures d'about (cm^2)	4HA12+4HA10 = 7.66	8HA10+4HA12 = 10.80	8HA10+4HA12 = 10.80	4HA10+4HA12 = 10.80
(2) armatures Courante (cm^2)	8HA10 = 6.28	12HA10 = 9.42	12HA10 = 9.42	10HA10 = 6.28

C. Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt ≤ Øv.

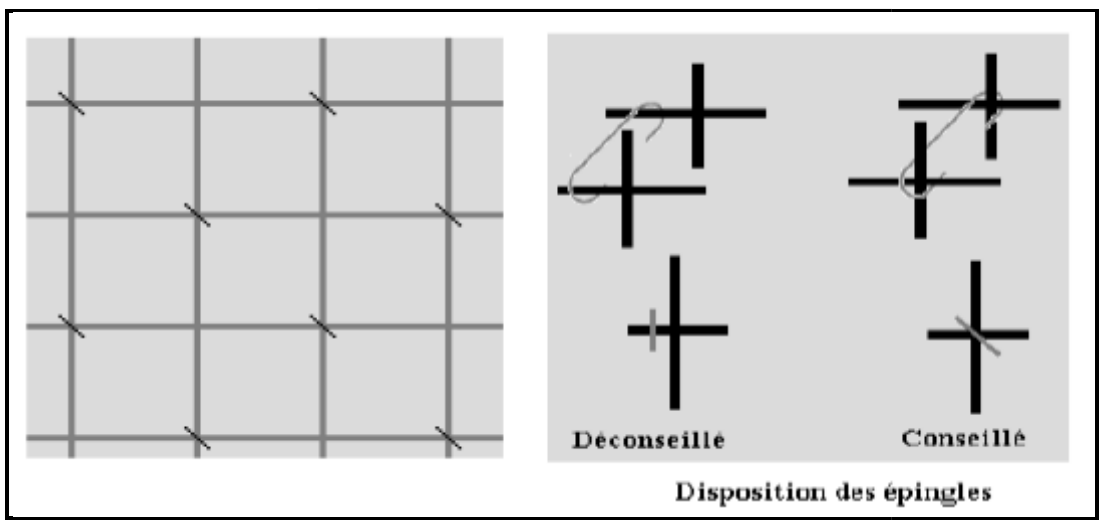


Figure V.23. Les armatures transversales et les épingles.

Pour notre bloc, toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=65 cm

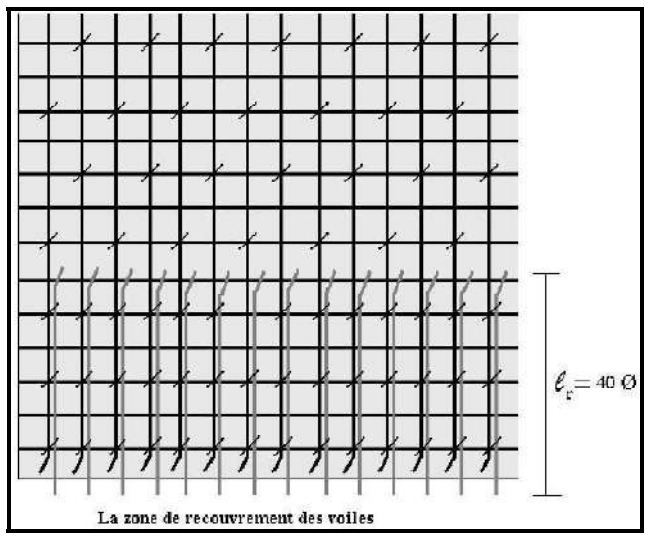


Figure V.24. La zone de recouvrement des voiles.

➢ **Vérification des voiles à l'effort tranchant : [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

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

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1.4\ T_{cal}}{b_0 d}$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2\ f_{c2}$, Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau V.22. Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1, V_3,V_4, V_6,V_7).

Voile	Epaisseur (cm)	T(kN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V_1, V_4	15	647.73	1.620	5	C.V
V_6,V_7	15	636.10	1.591	5	C.V
V_3	15	433.60	1.524	5	C.V

Tableau V.23. Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_2, V_5,V_8, V_9).

Voile	Epaisseur (cm)	T(kN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
V_2	15	257.90	0.938	5	C.V
V_5	15	297.53	0.709	5	C.V
V_8	15	463.81	1.105	5	C.V
V_9	15	732.50	2.301	5	C.V

D. Ferraillage horizontal :

➢ Calcul des armatures horizontales :

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme A_t est connue, alors : $A_t = 2.a_t = 2.\pi.\phi_t^2/4 = 1.00\ cm^2$, $\phi_t = 8$ mm

L'espacement S_t des aciers horizontaux : $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{\alpha(\tau_u - 0.3*f_{t2}*K)}$

• K = 1+3 (σ_{cm} / f_{cj}) en flexion composée avec compression.

• K = 1-10 (σ_{tm} / f_{cj}) en flexion composée avec traction.

• $\sigma_{cm} = N_c/B$, $\sigma_{tm} = N_t/B$ (N_c : effort normal de compression, N: effort normal de traction B=L*a : section totale du béton et f_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min}[0.9d, 40cm] \quad \textbf{[2]} \\ S_t \leq \text{Min}[1.5a, 30cm] \quad \textbf{[1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄} \end{cases}$

Tableau V.24. Détermination des armatures horizontales des voiles V_1, V_3, V_4, V_6, V_7

Voile	E_P (cm)	K	S_t RPA99	S_t choisis	Ah choisis (cm^2)	A_{min} = 0.15%B	Ah ≥ A_{min}
V_1 V_4	15	0.781	22.5	18	2(16Ø8)	9.34	C.V
V_6 V_7	15	0.809	22.5	18	2(16Ø8)	9.34	C.V
V_3	15	0.825	22.5	18	2(16Ø8)	6.64	C.V

Tableau V.25. Détermination des armatures horizontales des voiles V_2, V_5,V_8, V_9

Voile	E_P (cm)	K	S_t RPA99	S_t choisis	Ah choisis (cm^2)	A_{min} = 0.15%B	$Ah \geq A_{min}$
V_2	15	0.553	22.5	18	2(16Ø8)	2.92	C.V
V_5	15	0.872	22.5	18	2(16Ø8)	4.5	C.V
V_8	15	0.584	22.5	18	2(16Ø8)	4.5	C.V
V_9	15	0.606	22.5	18	2(16Ø8)	3.37	C.V

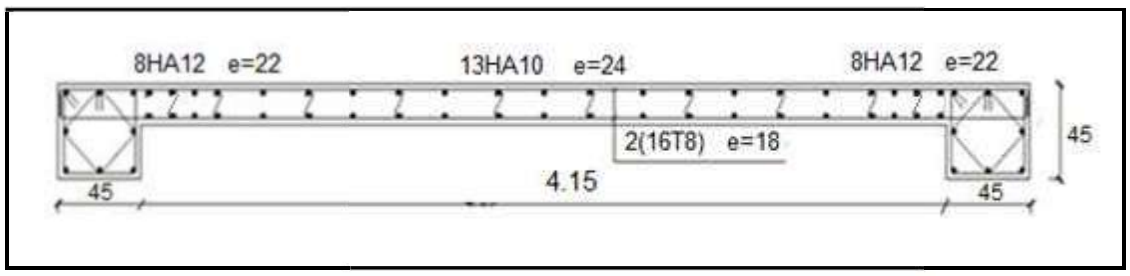


Figure V.25. Disposition des armatures dans les voiles V_1,V_4, V_6,V_7 d'épaisseur15cm.

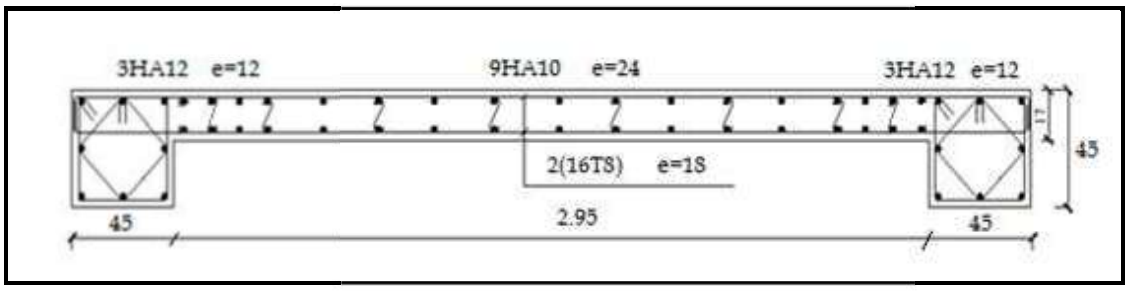


Figure V.26. Disposition des armatures dans les voiles V_3 d'épaisseur15cm.

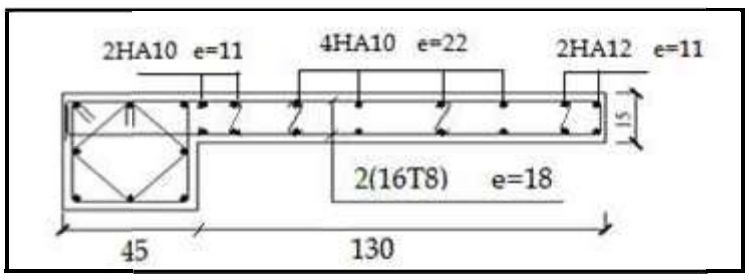


Figure V.27. Disposition des armatures dans les voiles V_2 d'épaisseur15cm.

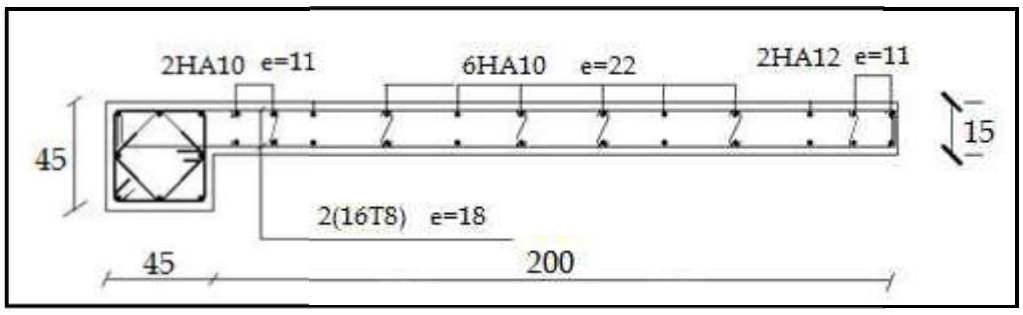


Figure V.28. Disposition des armatures dans les voiles V_5,V_8 d'épaisseur15cm.

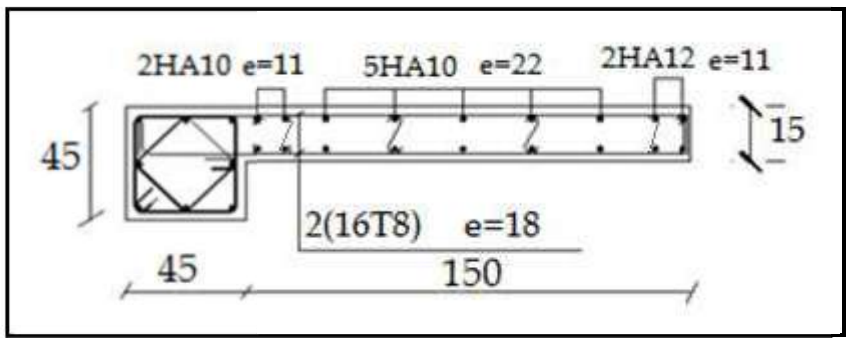


Figure V.29. Disposition des armatures dans les voiles V_9 d'épaisseur15cm.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1 / Introduction :

Une fondation est un ouvrage de transition entre les éléments porteurs de 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 / Type de la fondation :

Pour les fondations on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.….) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi les quelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.

Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3 / Reconnaissance du lieu et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable

d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol composé de marne grisâtre
  - De moyenne humidité et de faible à moyenne compacité. W%=15.36%.
  - Moyennement plastique.
  - Peu compressible
  - De bonne cohésion c = 1.30 bars.
- Le tassement total est de l'ordre de 2.10 cm.
- Le PH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_{sol} **= 1.2 bars** avec un ancrage de 2 m sous le niveau du sous-sol (-3.40).

VI.4 / Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

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

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront des semelles filantes sous voiles et poteaux.

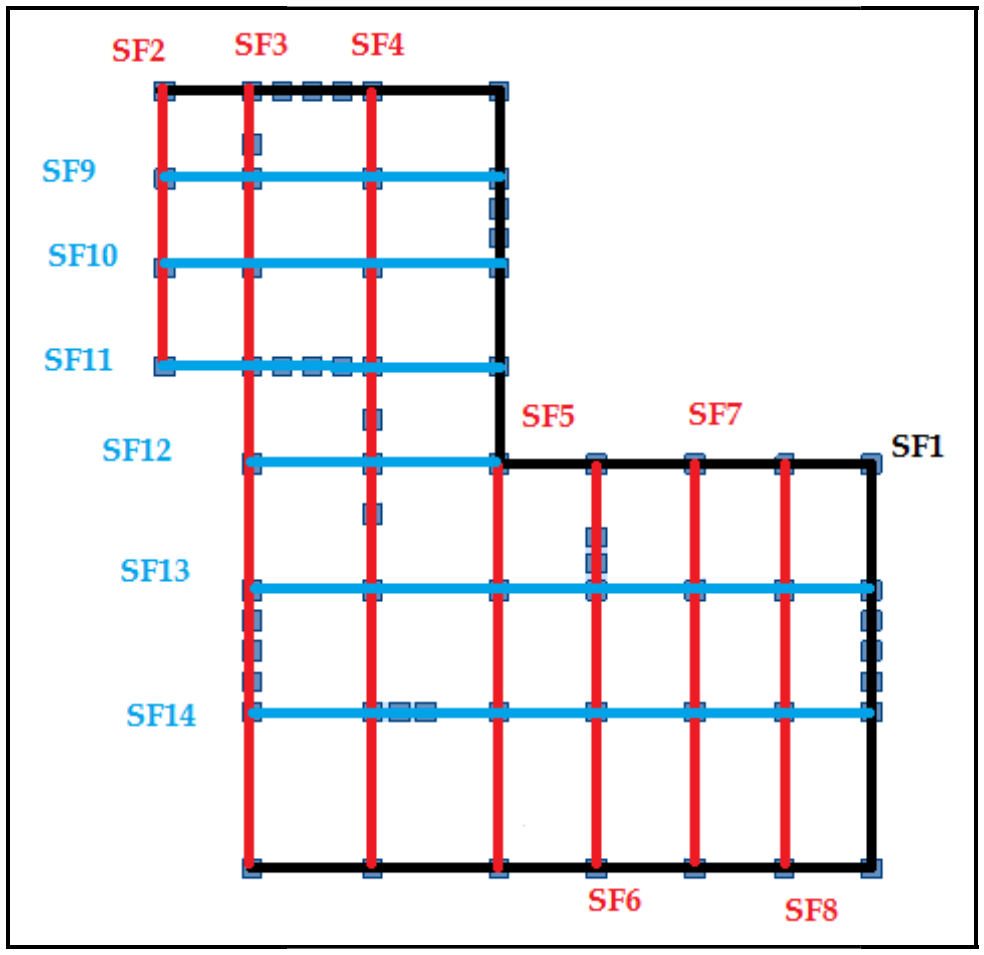


Figure VI.1.Représentation initiale des semelles.

VI.5/ 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 ;

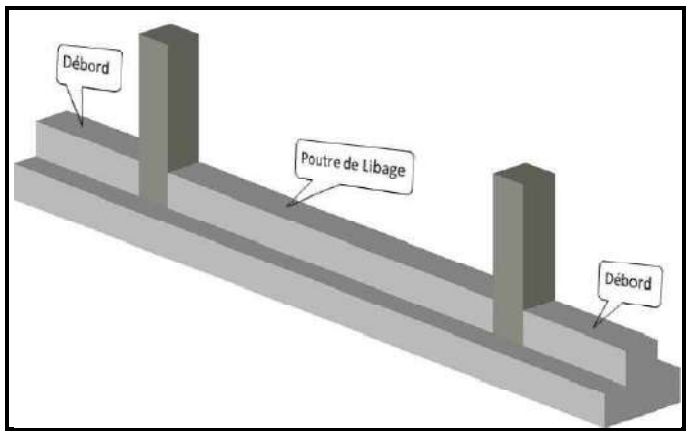


Figure VI.2 .Schéma d'une semelle filante sous poteaux.

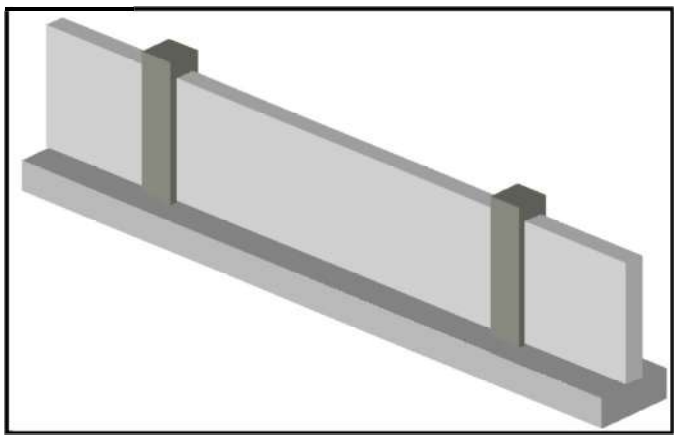


Figure VI.3. Schéma d'une semelle filante sous voile.

VI.5.1 Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{N_t}{L}$$

Avec :

- ✓ Nt : L'effort normal réparti sur les voiles
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\left(\frac{a}{b}\right)\sigma_{sol}B^3 - NB - (3e_0N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids du remblai et du poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux

Semelle	L (m)	N_{ser}(kN)	N_{ser} (kN/mℓ)	b (cm)	B (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	79.90	11432.74	143.09	45	1.30	25	30
SF2	10.45	150.08	16.21	45	1.00	20	25
SF3	29.50	5570.485	188.83	45	1.60	35	40
SF4	29.50	5121.20	173.60	45	1.60	35	40
SF5	15.35	2453.39	159.83	45	1.40	30	35
SF6	15.35	2559.91	166.77	45	1.40	30	35
SF7	15.35	2335.35	152.14	45	1.40	30	35
SF8	15.35	2297.74	149.69	45	1.40	30	35
SF9	12.70	1522.22	119.86	45	1.20	25	30
SF10	12.70	1548.38	121.92	45	1.20	25	30
SF11	12.70	1659.76	130.69	45	1.20	25	30
SF12	9.40	1032.96	109.89	45	1.20	25	30
SF13	23.55	3134.26	133.09	45	1.20	25	30
SF14	23.55	3413.10	144.93	45	1.20	25	30

VI.5.2 Ferraillage :

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 :**

$$A = N\,(1+\frac{3e_0}{B})\,\frac{(B-b)}{8\,d\sigma_s} \quad \& \quad Esp = \frac{A-2e-\phi_b}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ $[\sigma_s]$ = 348 MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ $[\sigma_s]$ = 202 MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-2 : armatures principales des semelles filantes

Semelle	Nu (kN/ml)	Nser (kN/ml)	Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	Au (cm²)	Aser (cm²)	A_{finale} (cm²)	Esp (cm)
SF1	183.27	143.09	1.36	0.99	2.86	3.58	4HA12 = 4.52	25
SF2	18.76	16.21	0.92	0.19	0.24	0.35	3HA10 = 2.35	33
SF3	237.44	188.83	2.87	1.59	3.60	4.92	6HA12 = 6.78	16
SF5	201.78	159.83	1.67	0.32	2.94	4.00	5HA12 = 5.65	20
SF14	193.14	144.93	4.13	2.99	2.66	3.45	4HA12 = 4.52	25

VI.5.3. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset \,.\, f_e}{4\,.\,\tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: Ancrage courbe.

- $\frac{B}{4} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: 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 0.71B.

Tableau VI-3 : Longueur de scellement

Semelle	Ø (mm)	l_s	B/8	B/4	Ancrage
SF1	12	42.85	16.25	32.5	Courbe
SF2	10	35.71	12.50	25	Courbe
SF3	12	42.85	20.00	40	Courbe
SF5	12	42.85	17.50	35	Courbe
SF14	12	42.85	15	30	Courbe

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.5.4. Ferraillage Longitudinal

VI.5.4.a. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad , \quad I_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E = 10818,86 MPa).
- ✓ l : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b \cdot h_p^3}{12}$
- ✓ h_p : la hauteur de la poutre de libage : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot L^4 \cdot K}{\pi^4 \cdot E}}$

Les poutres de libage (PL**i**) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF1, SF2, SF3, SF5, SF14 respectivement)

Tableau VI-4 : Dimensionnement de la poutre de libage

	b (m)	l (m)	h_p (m)	I (m^4)	$\frac{\pi}{2} L_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} L_e$
PL1	0.45	5.95	1.35	0.092	6.054	Oui
PL2	0.45	3.75	0.80	0.019	4.28	Oui
PL3	0.45	5.95	1.35	0.092	6.054	Oui
PL4	0.45	5.95	1.35	0.092	6.054	Oui
PL5	0.45	4.80	1.00	0.037	5.02	Oui

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ $\sum$ Ni : la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	ΣNi (ELU) (kN)	ΣNi (ELS) (kN)	L (m)	q_u (kN /m^2)	q_{ser} (kN /m^2)
PL1	10334.07	9431.95	67.30	153.55	140.16
PL2	196.04	169.39	10.45	18.75	16.21
PL3	5064.77	3664.10	24.70	205.05	148.34
PL4	3097.32	2453.39	15.35	201.77	159.83
PL5	2197.13	1943.95	15.00	146.47	129.59

VI.5.4.b. Calcul des moments :

❖ Aux appuis :

- À l'ELU:

$$M_a = -\frac{q_u * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

- À l'ELS :

$$M_a = -\frac{q_{ser} * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

❖ En travées :

- À l'ELU:

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

- À l'ELS:

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau VI-6 : Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		ELS	
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
PL1	937.66	567.39	718.55	481.04
PL2	478.70	289.30	340.16	210.13
PL3	698.18	187.38	509.22	131.76
PL4	771.06	152.12	652.82	125.02
PL5	780.14	163.11	669.33	129.25

VI.5.4.c. Calcul du ferraillage :

a. Armatures longitudinales :

- Calcul à l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b . b . d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu_l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-7 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		M_u (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix
PL1	Travée	567.39	131.4	12.49	0.00	9HA14 = 13.85
	Appui	937.66	131.4	20.79	0.00	14HA14 = 21.54
PL2	Travée	289.30	96,4	8,82	0.00	8HA12 = 9.05
	Appui	478.70	96,3	14,84	0.00	12HA14 = 18.46
PL3	Travée	187.38	131.4	4.21	0.00	4HA14 = 6.15
	Appui	698.18	131.4	16.42	0.00	12HA14 = 18.49
PL4	Travée	152.12	131.4	3.33	0.00	3HA14 = 4.62
	Appui	771.06	131.4	17.14	0.00	12HA14 = 18.47
PL5	Travée	163.11	96.40	4.89	0.00	4HA14 = 6.15
	Appui	780.14	96.40	22.97	0.00	12HA16 = 24.12

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration peu nuisible : $[\sigma_b]$= 15 MPa

Tableau VI-8 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
PL1	Travée	13.85	481.04	4,24	Oui
	Appui	21.54	718.55	6,28	Oui
PL2	Travée	9.05	210.13	2,23	Oui
	Appui	18.46	340.16	7,60	Oui
PL3	Travée	6.15	131.76	2,66	Oui
	Appui	18.49	509.22	6,30	Oui
PL4	Travée	4.62	125.02	5,21	Oui
	Appui	18.47	652.82	1,54	Oui
PL5	Travée	6.15	129.25	4,61	Oui
	Appui	24.12	669.33	5,66	Oui

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

b. Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 120 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.
Ap=3 cm², donc on adopte **4HA12=4.52cm².**

c. Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Tableau VI-9 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	V_u	τ_u	$[\tau]$	A_t (cm^2)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	698.28	1 .20	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL2	834.94	1.43	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL3	672.14	1.15	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL4	149.10	0.48	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL5	529.07	0.50	3.33	4HA10=3 .14	10	15

VI.6. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.6.1. Pré dimensionnement : [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

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

Pour notre bloc : On adopte une section de **30 x 40 cm².**

VI.6.2. Sollicitations : [1] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à :

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha}$$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELS.
- α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI.10. Valeurs de α

Site	Zone I	**Zone IIa**	Zone IIb et III
S3	15	**12**	10

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1785.95}{12} = 148.82 \text{ kN}$$

$$F_u = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1016.33}{12} = 84.69 \text{ kN}$$

VI.6.3. Ferraillage :

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

a. <u>à l'état limite ultime :</u>

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

Ou : F_u = 148.82 kN

Alors : $A_u = \frac{148.82 * 10^3}{400}$ = 3.72 cm²

b. <u>condition de non fragilité :</u>

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B\, f_{t28}}{f_e}$$

Donc on adopte **A = 6HA12** = 6.78cm²

c. <u>vérification des contraintes à l'ELS :</u>

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

F_{ser} = 84.69 kN

Alors :

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{84.69*10^3}{678} = 124.91 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 202 \text{ MPa} \quad (CV)$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B **: [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄**

$$A_{min} = \frac{0.6\ b.h}{100} = \frac{0.6*30*40}{100} = 7.2 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **A = 6HA14 = 9.23 cm²**

d. <u>Armatures transversales :</u>

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par **[1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄** qui doit être inférieur au Min (20 cm ,15$\emptyset\ell$).

d.1. section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_1}{3} = \frac{14}{3} 4.66 \text{ mm}$$

on adopte φ_t = 8mm

$A_t = 4\varphi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

d.2. Espacement :

$S_t \leq$ Min [20cm, $15\varphi_1$] = min [20cm, 21cm]

On adopte : S_t = 15 cm.

e. <u>Récapitulation:</u>

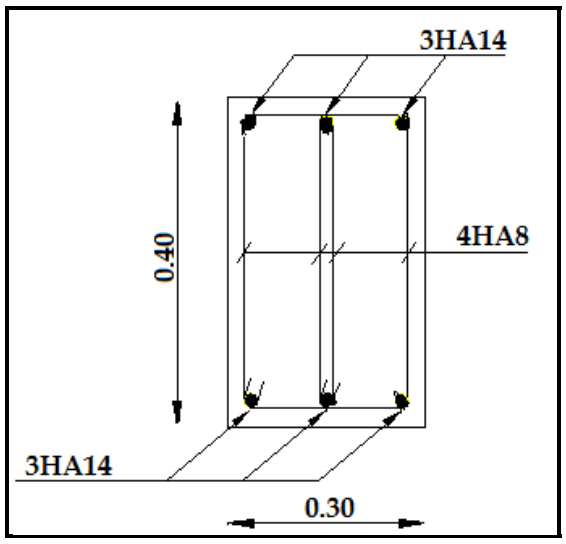


Figure VI.4.Ferraillage des longrines

VI.7. Mur de soutènement :

VI.7.1. Introduction:

Les murs de soutènement sont réalisés dans le But de retenir des pressions latérales causées par les sols, on distingue deux types :

1) Murs poids.

2) Murs en béton armé.

Notre ouvrage contient le mur de soutènement de 2eme type (Mur en Béton armé).

VI.7.2. Pré dimensionnement du Mur:

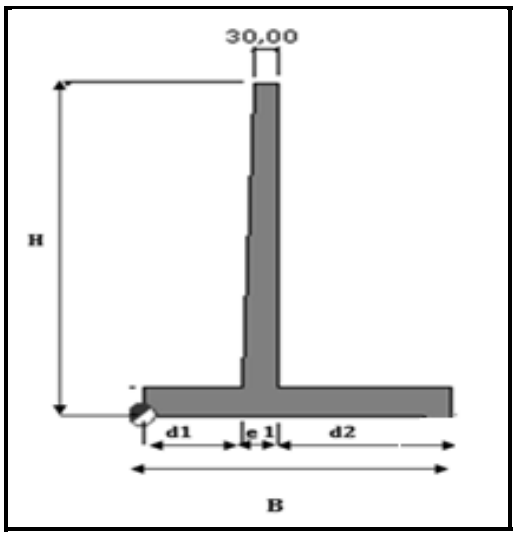


Figure VI.5.pré dimensionnement du mur de soutènement.

h = 5.40 m

B = [0.5 à 0.7] h = [2,7 à 3.78]

⇒B = 3.75 m

e = h/24 (min = 30cm)

⇒ e = 540/24 = 22.50

On prend : e = 30 cm

e_1 = h/12 =540/12

On prend : e_1= 45 cm

d_1 = B/3 = 3.75/3

⇒ d_1 = 1.20 m

d_2 = B-(e1+d_1)

Soit : d_2 = 2.10 m

VI.7.3. Calcul des poussées (Les forces) :

Les caractéristiques de terrain naturel : σ_s = 1.2 bar, γh = 18.5 KN/m^3, φ = 22°,

C = 0,1 bar, β = 0, λ = 0.

Il existe plusieurs type de poussée, on site :

- Poussée de terre
- Poussée de surcharge

A. Poussée de terre :

A.1. La force de poussée :

$P\gamma = \frac{1}{2} . K\gamma . \gamma h . H^2$

Avec : $K\gamma = tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ (Formule simplifiée de Rankine)

$K\gamma = tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = 0.455$

$P\gamma = \frac{1}{2}$ x 0.455 x 18.5 x 5.40^2 = 122.73 kN

$M_r = \frac{1}{3} . P\gamma . H$ = 220.91 kN.m

A.2.Poussée de surcharge :

$$K_q = \frac{K_\gamma}{\cos(\lambda-\beta)} \quad \beta = \lambda = 0$$

$P_q = K_q \cdot q \cdot H = 12.285$ kN/m

$M_r = \frac{1}{2} \cdot P_q \cdot H = 33.17$ kN.m

Charge :

ELS : $P_{H\,ser} = 135.195$ kN

ELU : $P_{H\,u} = 184.11$ kN

Moments:

ELS : $M_{r\,ser} = 254.08$ kN.m

ELU : $M_{r\,u} = 347.98$ kN.m

B. Forces stabilisatrices :

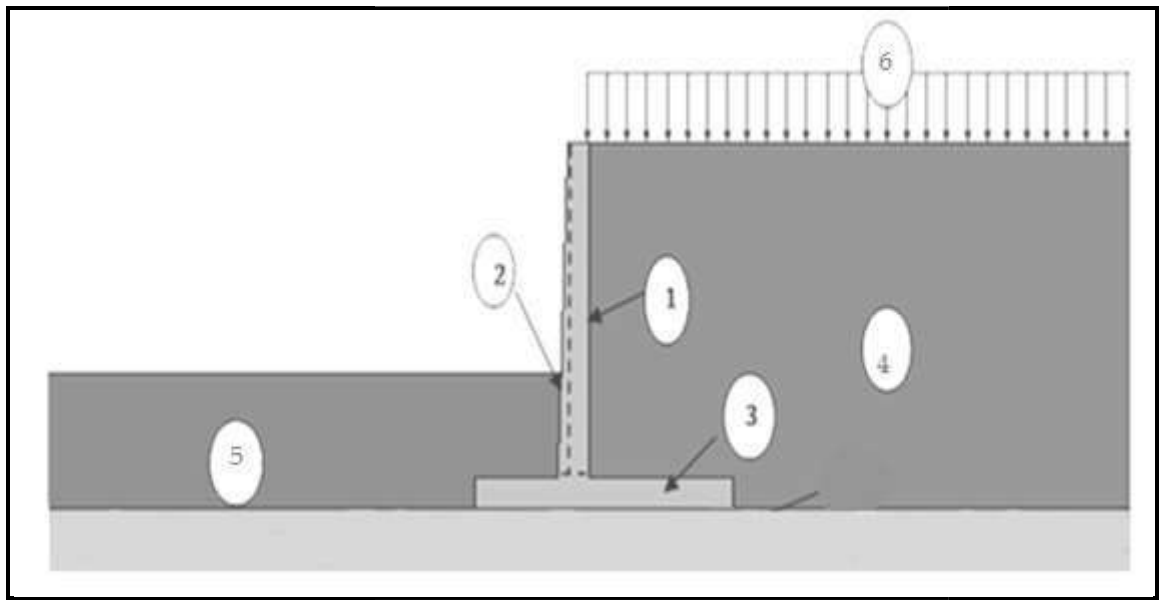


Figure VI.6.schéma représentatif des forces stabilisatrices du mur de soutènement

Tableau VI.11. Valeurs des forces stabilisatrices du mur de soutènement

N	Désignation de l'élément	P_v (kN)	Distance d/A(m)	Moment M/A(kN .m)
1	Rideau 1	37.125	1.5	55.68
2	Rideau 2	9.28	1.3	12.06
3	Semelle	42.187	1.875	79.10
4	Remblai arrière	192.307	2.7	519.23
5	Remblai avant	44.41	-	-
6	Surcharge d'exploitation	12.285	-	-
Total		330.22		675.51

Point d'application de la résultante verticale au niveau de la semelle :

d_0 /A = $\frac{M_{S/A}}{P_{TV}}$ = 2.045 m. Soit une excentricité de : $e_0 = d_0$ /A - $\frac{B}{2}$ = 0.17 m

Moment sollicitant la semelle (M_G) à l'ELS : $M_G = M_{r\,ser} - P_{TV} . e_0$ = 197.94 kN.m

Excentricité de P_{TV} par rapport à G : e = $\frac{M_G}{P_{TV}}$ = 0.59 m

C. Vérification de stabilité :

❖ Poinçonnement de sol à l'ELS :

Les contraintes sollicitant le sol sous la semelle sont donné par :

$\sigma_1 = \frac{N_G}{B}(1 + \frac{6.e}{B})$ = 152.51 kN/m²

$\sigma_2 = \frac{N_G}{B}(1 - \frac{6.e}{B})$ = 4.93 kN/m²

$\sigma_{moy} = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4$ = 115.61 kN/m²

σ_{moy} = 1.15 bars < σ_{sol} = 1.2 bars (C.V)

- ✓ La contrainte admissible est vérifiée.

❖ Stabilité au renversement a l'ELU [7]:

$$F_s = \frac{M_s}{M_{ru}} \geq 1.5$$

$F_s = 1.94 > 1.5$ (C.V)

- ✓ Stabilité au renversement de rideau est vérifiée.

❖ Stabilité de glissement de la semelle a l'ELS :

$$F_s = \frac{C \times B + P_V \times tg\,\psi}{P_H} \geq 1.5$$

tg ψ =f (frottement fondation -sol) [8]

Terzaghi et Peck conseillent les valeurs suivantes pour le coefficient f

- ➢ Alluvions grossières ne contenant ni limons, ni argile : f = 0.55
- ➢ Sols à gros éléments contenant des limons, argiles : f = 0.45
- ➢ Dans les autres cas : f = 0.45

Un système de bêche peut être prévu pour améliorer la résistance au glissement de la fondation si la condition précédente n'est pas vérifiée.

P_H = 135.195 kN

F_s = 1.13 < 1.5 (C.N.V)

- ✓ La résistance n'est pas vérifiée donc on préconise une bêche arrière.

❖ Stabilité générale :

Les pressions hydrostatiques dues à l'eau d'infiltration ont été négligées dans les calculs de la poussée, pour les dissiper, un drainage arrière au mur est obligatoire et un système de barbacanes devrait être installé sur toute la hauteur de rideau.

VI.7.4. Calcul de la stabilité sismique :

La vérification de la stabilité est effectuée par application de deux coefficients sismiques K_h = A (%g) et $K_v = \pm$ 0,3 K_h au mur et au remblai retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai selon les combinaisons (K_h ,K_v) et (K_h , - K_v).

Coefficient d'accélération A : [1] ►► [Tab4.1] ◄◄

Tableau VI.12.Coefficient d'accélération de zone A

Zone	groupe 1A	groupe 1B	**groupe 2**	groupe 3
Iia	0.25	0.20	**0.15**	0.10

K_h = A (%g) = 0.15 et $K_v = \pm 0.3\ K_h = 0.045$

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

- $P_{ad} = ½\ k_{ad}\ (1 \pm K_v)\ \gamma\ H^{2\ 2}$, appliquée horizontalement à H/2 au dessus de la base de la semelle du mur.
- k_{ad} = coefficient de poussée dynamique donné par :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta}\left[1+\sqrt{\frac{\sin\phi\ \sin(\phi-\beta-\theta)}{\cos\theta\ \cos\beta}}\right]^{-2}$$

- γ : poids volumique du sol de remblai
- ϕ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion
- H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}
- β : angle de la surface du remblai sur l'horizontale
- $\theta = \text{arctg}\ (k_h\ /\ (1 \pm k_v))$.

A.N:

$$\theta_1 = 8.16°,\ \theta_2 = 8.92°$$

Donc : $K_{ad}\ (\theta_1) = 0.568$, $K_{ad}\ (\theta_2) = 0.582$

P_{ad}^{+}=160.10 kN.

P_{ad}^{-}= 149.92 kN.

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme q, la poussée dynamique est égale à : $P_{pd}\ (q) = K_{ad}\ (1 \pm K_v)\ qH\ /\ \text{Cos}\ \beta$, appliquée horizontalement à H/2 au dessus de la base de la semelle du mur.

$P_{pd}\ (q)$ = 16.026 kN.

Soit le moment de renversement dynamique :

$M_r^{+} = P_{ad}^{+}\ .\ H/2 + P_{pd}\ .\ H/2$ = 459.53 kN.m

• La stabilité au renversement du mur autour de l'arête aval de la semelle sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité de 1,3.

$$F_s = \frac{M_s}{M_r} \geq 1.3$$

$F_s = 1.47 > 1.3$ (C.V)

✓ Stabilité au renversement de mur est vérifiée.

• **Stabilité au glissement de la semelle :**

$P_H = P_{ad}^{+} + P_{pd} = 176.13$ kN

$$F_s = \frac{C \times B + P_V \times tg\,\psi}{P_H} \geq 1.5$$

$F_s = 0.87 < 1.5$ (C.N.V)

✓ La condition n'est pas vérifiée donc on préconise une bêche.

• La stabilité au renversement de la semelle :

$e_0 = 0.17$ m, $P_v = N_G = 330.22$ kN

Moment sollicitant la semelle (M_G) :

$M_G = M_R - N_G \cdot e_0 = 403.39$ KN.m

$$e = \frac{M_G}{N_G} = 1.22 \text{ m} > \frac{B}{4} = 0.937 \text{ m} \quad \text{(C.N.V)}$$

✓ La condition de l'article 10.1.5 du RPA99/2003 non respectée, il y' a lieu d'augmenter la largeur de la semelle B pour satisfaire l'exigence en terme d'excentricité.

$M_G = 403.39$ kN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_G}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = 233.28 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_G}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = -83.83 \text{ kN/m}^2 \quad \text{(traction)}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1}{4} = 174.96 \text{ kN/m}^2$$

σ_{moy} = 1.74 bars < 1.5 σ_{sol} = 1.8 bars

✓ Le poinçonnement est vérifié avec un soulèvement de la semelle arrière.

Ferraillage :

Tableau VI.13. 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
σ_b = 25 MPa	FeE 400	σ_b = 25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ = 14.20 MPa	σ_s = 348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ = 18.50 MPa	σ_s = 400 MPa

➢ Rideau :

• Ferraillage à ELU:

1/ Au milieu du voile :

$M_u(2.475) = 1{,}35.\frac{1}{3}.P_\gamma . H + \frac{1}{2} . P_q . H = 271.518$ kN.m

Pour b = 100 cm, h = 37.3 cm, c1= c2 = 3 cm, on obtient Au = 3.32 cm²

2/ Base du voile :

$M_u(4.95) = 1.35 . \frac{1}{3} . P_\gamma . H + \frac{1}{2} . P_q . H = 271.518$ kN.m

Pour b = 100 cm, h = 45 cm , c1= c2 = 3 cm ,on obtient Au = 19.70 cm²

• Ferraillage sous action dynamique (accidentelle) :

$M_r(4.95) = P_{ad}^{+} . H/2 + P_{qd} . H/2 = 435.914$ kN.m

✓ Le ferraillage donné par le calcul dynamique est prépondérant donc on prend :

A_{cal} = 27.96 cm²

$A_{choisis}$ = 9HA20=28.27 cm2 (S_t=11cm)

A_{REP} = 7.06 cm2 = 9HA10=7.06 cm2 (S_t =25 cm)

- Semelle :

  - Ferraillage à ELU:

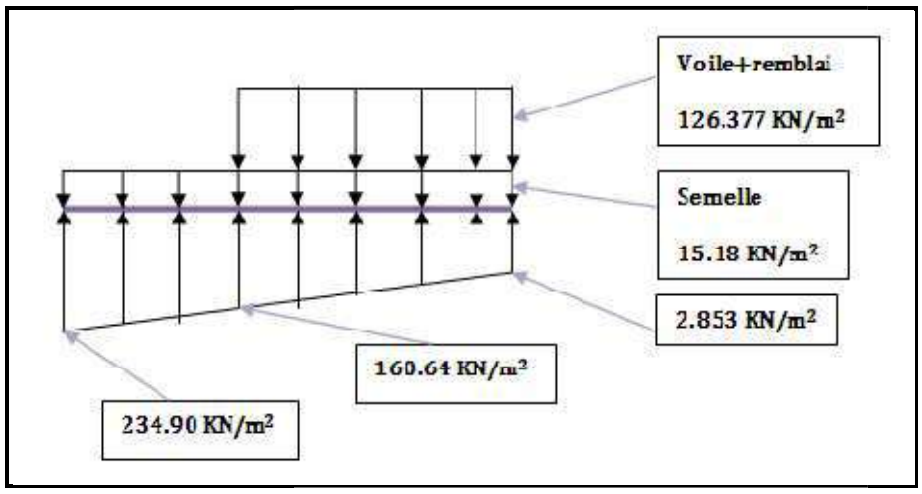
Le moment agissant au centre de gravitée de la semelle

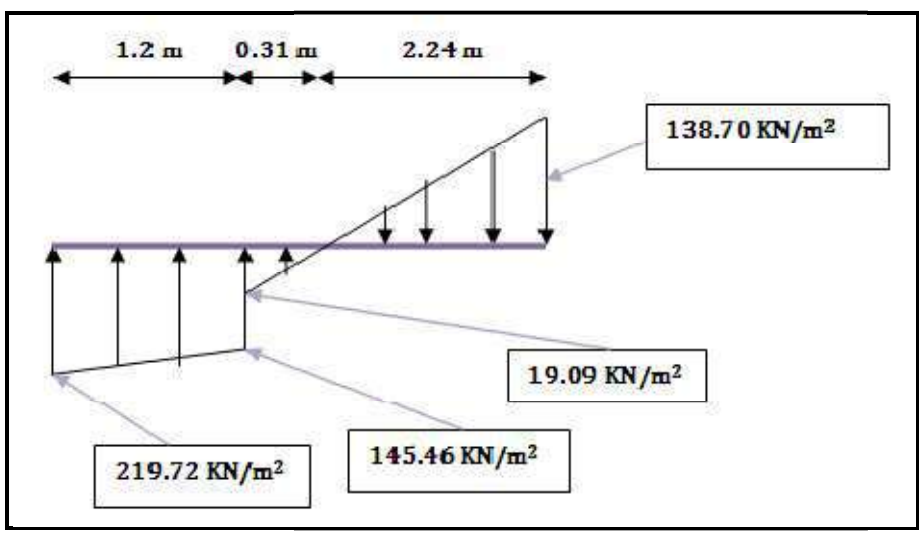
$M_{GU} = M_{rU} - 1.35\ P_v\ .\ e_0 = 272.19$ kN.m

$$e_u = \frac{M_{Gu}}{N_{Gu}} = \frac{272.19}{1.35*330.22} = 0.61 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_G}{B}\ .\ (1 + \frac{6e}{B}) = 234.90 \text{ kN/m²}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_G}{B}\ .\ (1 - \frac{6e}{B}) = 2.85 \text{ kN/m²}$$





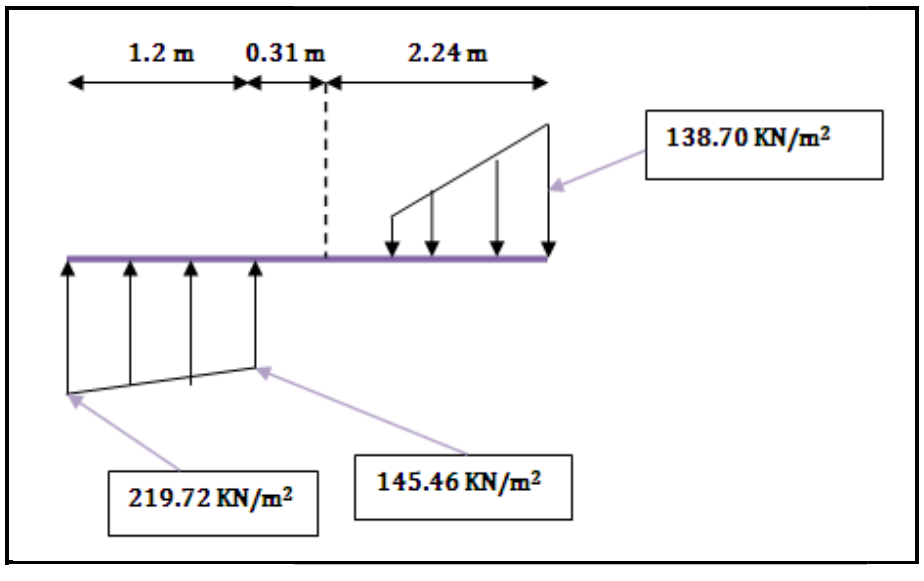


Figure VI.7.état de contraintes de la semelle

Après superposition des sollicitations, on obtient les efforts de la semelle :

1/ Semelle avant :

$M_{u\,max}$ =145.46 x 1.2²/2 + 1/2(219.72 – 145.46) x 1.2² /3=122.55 kN.m

Pour b =100 cm, h=45 cm, c1= c2=3 cm, on obtient A_u = 8.59 cm²

A_{cal} = 8.59 cm²

$A_{choisis}$ = 6HA14 = 9.23 cm² (St = 16.5 cm)

A_{rep} = 2.3 cm² = 4HA10=3.14 cm² (St = 25 cm)

2/ Semelle arrière :

$M_{u\,max}$ = 1/6 x q_u x l² = (1/6) x 138.70 x 2.55² =150.316 kN.m

A_{cal} = 10.61 cm²

$A_{choisis}$ = 7HA14 = 10.77 cm² (St = 14 cm)

A_{rep}= 2.69 cm² = 4HA10 = 3.14 cm² (St = 25 cm)

La figure ci-dessous illustre le schéma de ferraillage du mur de soutènement.

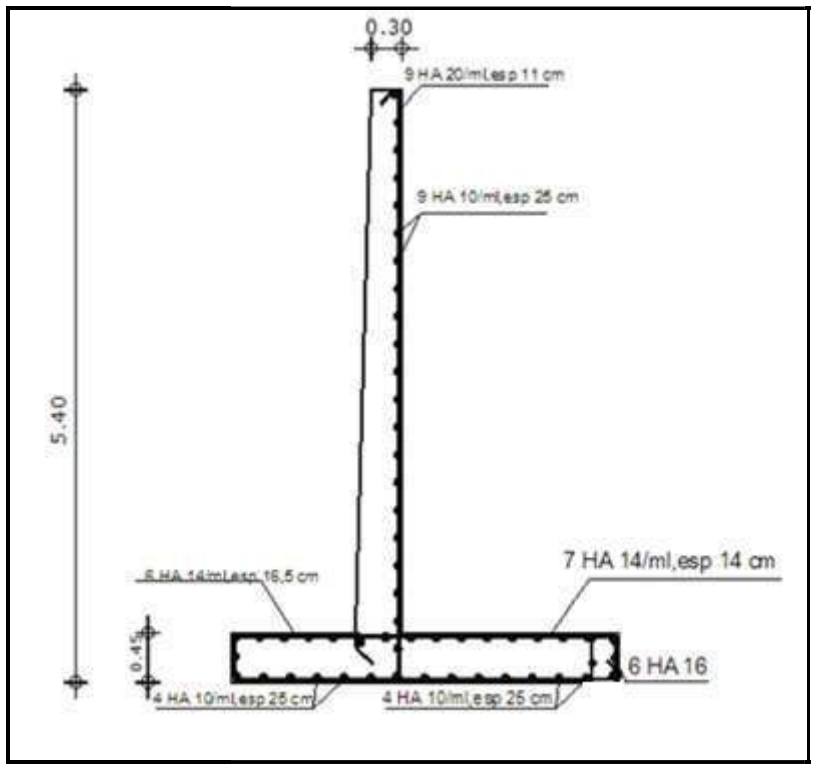


Figure VI.8.Ferraillage de mur de soutènement

Conclusion générale

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

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

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

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

Bibliographie

Les documents règlementaires :

📖 [1] Règles parasismiques algériennes RPA99, version 2003.

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

📖 [2] Règles de conception et de calcul des structures CBA 93.

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

📖 [3] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C.22.

Manuels techniques :

📖 [4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

📖 [5] : Formulaire de béton armé. DAVIDOVICI VICTOR.

📖 [6] : Stabilité des voiles et des fondations. « ALBIGES et GOULET ».

📖 [7] : Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert (2002) :

Fondation et ouvrages en terres. Edition Eyrolles.

📖 [8] : Louis logeais : La pathologie des murs de soutènement Edition le moniteur.

📖 [9] : Technologie du bâtiment – gros œuvre « les éléments porteurs horizontaux»

Logiciel :

- ✓ Autocad 2009
- ✓ ROBOT 23.0
- ✓ Socotec.