REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des Sciences et de La Technologie

Département génie de la matière

Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT (R+ 4 ETAGE) A USAGE D'HABITATION

Réalisé par :

Mr. SMAI Abderrahmane

Mr. ROUABHIA Mohamed el Amin

Dirigé par :

Dr. AMAR Bouzid

Mr. LANTRI Bilal

Proposé par:

B.E.T HAOUATIS

Promotion: juin 2013



Remerciements

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mr. ***AMAR Bouzid*** *et Mr LANTRI Bilal pour l'encadrement de ce mémoire pour ses aides , ses patiences et le confiance qu'elle nous a accordée.*

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

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

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

Abderrahmane
Mohamed

Dédicace

Je dédié ce lapidaire travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments Les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes Côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui A sacrifié toute sa vie

À mon très chère frère Mahfoud
À mes très chères sœurs
Àux petits Abdeelbasset ; Abdelhalim et Nourelhouda
À toute ma famille sans exception.
À tous mes amis et mes collègues.

À mes enseignants et enseignantes et spécialement a mon Promoteur

M^R : AMAR Bouzid

En fin, je remercie mon ami et binôme Mohamed qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicace

Je dédié ce lapidaire travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments Les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes Côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui A sacrifié toute sa vie

À mon très chère frère Abd el hak

À mes très chères sœurs

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis et mes collègues.

A mes enseignants et enseignantes et spécialement a mon promoteur

M^{R} :AMER Bozid

En fin, je remercie mon ami et binôme Abderrahmane qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

ملخص :

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى :

- **هيكلة ودراسة بناية مكونة من طابق أرضي+ أربعة طوابق والمقرر بناؤها في بلدية أولاد عنتر بالمدية و المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا.** *IIa*
- **مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +جدران مسلحة.**
- **قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوا نين المعمول بها في الجزائر:**
  - **القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.**
  - **قانون الخرسانة المسلحة.**

تمت الدراسة الديناميكية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.

«Ropot 2011 version 25».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الاساسات

Résumé :

Ce projet est une conception et étude d'un bâtiment contenant (RDC+4+), qui sera implanté à commune «OULED ANTAR» wilaya de MEDEA, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité IIa.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système auto-stable contreventé par voiles.

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

L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « **Ropot 2011 version 25** ».

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

Abstract:

This project as it is mentioned in its subject anis the study and the conceptions of a building contain (RDC+4) situated in «OULED ANTAR» wilaya dé MEDEA region is integrated in the middle seismcity zone IIa.

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

The measurements and the design of the scrap heap of all resistant elements were done according to the rules (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The dynamic study has been realised according to the numerical method (finite elements method) using the program « **Ropot 2011 version 25** ».

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

Sommaire

Remerciements ……
Résumé ……
Sommaire ……
Liste des tableaux ……
Liste des figures ……
Notations ……
Introduction générale ……

Chapitre I

I. Introduction ……01
I.1. Présentation de l'ouvrage……01
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage……02
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment……02
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment……02
I.2.3. Système de contreventement……02
I.2.4. Planchers……02
I.2.5. Maçonnerie……02
I.2.6. Revêtements……03
I.2.7. L'acrotère……03
I.2.8. Les escaliers……03
I.2.9. Infrastructure……03
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux……04
I.3.1. Béton ……04
I.3.2.Les aciers ……06

Chapitre II

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges……10
II.1. Introduction……10
II.2. Les planchers……10
II.2.a. Plancher à corps creux ……10
II.2.b.Les dalles pleines …… .11
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations ……12
II.3.1. Maçonnerie ……12
II.3.2. Plancher terrasse ……14
II.3.3. Plancher courant ……15
II.3.4. Dalle pleine ……16
II.4. Prédimensionnement des poutres……17
II.5. Prédimensionnement des poteaux ……18
5.1.Étapes de Pré dimensionnement …… ……18
5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f ……20
5.3. La surface reprise par le poteau ……20
5.4. Calcul de l'effort Nu ……21
5.5. Descente des charges ……22
5.6. Vérification selon le RPA99 version 2003……24
5.7. Vérification aux zones nodales selon RPA99 version 2003 ……24
II.6. Pré dimensionnement des voiles ……25

Chapitre III

III.1. L'acrotère 27
III.1.1.Introduction 27
III.1.2. Évaluation des charges et surcharges 27
III.1.3.Détermination des efforts 27
III.1.4.Calcul de ferraillage 28
III.1.5. Vérification de l'effort tranchant 31
III.1.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton 31
III.1.7. Vérification de l'acrotère au séisme 32
III.2.Plancher corps creux 33
III.2.1.Les poutrelles 33
III.2.2. La dalle de compression 55
III.3. Les escaliers 57
III.3.1.Terminologie 57
III.3.2. Dimensionnement 58
III.3.3. Evaluation des charges et surcharges 59
III.3-3-1_Prémier type_. 60
III.3-3-2 Deuxième type : 71
III.4. Calcul de la poutre palière 79
III.4.1. Pré dimensionnement 80
III.4.2. Charges et surcharges à la poutre 80
III.4.3. Calcul des efforts 80
III.4.4. Ferraillage de la poutre palière 82
III.4.5. Vérifications 82
III.5. Les dalles pleines 85
III.5.1. Prédimensionnement 85
III.5.2. Calcul des efforts 86
III.5.3._Combinaisons de charges_ 86
III.5.4._Ferraillage 86
III.5.5._Vérification à l'ELU 87
III.5.6._Vérification a l'ELS 87

Chapitre IV

IV.1.Introduction 89
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure 89
IV.2.1.Centre de masse 89
IV.2.2.Centre de torsion 91
IV.2.3.Excentricité 93
IV.2.3.A.Excentricité statique 93
IV.2.3.B. Excentricité accidentelle 93
IV.2.3.C.Effets de la torsion accidentelle 94
IV.3.Choix de la méthode de calcul 95
IV.3.1.Introduction 95
IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente 95
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale 96
IV.3.3.1. Principe 96

IV.3.3.2.Modélisation ……96
IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul ……97
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique ……99
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes……100
IV.4.2.vérification de participation massique ……101
IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……102
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement ……104
IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur……104
IV.4.4.2.Moment de renversement ……107
IV.4.4.3.Moment stabilisant……107
IV.4.5.Vérification des déplacements ……108
IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……110
IV.4.7.Vérification des sollicitations normales ……111

Chapitre V

V.1.Introduction……113
V.2.Ferraillage des poutres ……113
V.2.1.Introduction ……113
V.2.2. Recommandation du RPA99 ……114
V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 ……117
V.2.4. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants……120
V.2.5.Calcul des armatures transversales ……122
V.2.6.Vérification de la flèche ……122
V.3.Ferraillage des poteaux ……124
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales……124
V.3.2.Détermination des armatures transversales……129
V.3.Ferraillage des voiles ……134
V.3.1.Introduction ……134
A.Combinaison ……134
B.Calcul du ferraillage vertical ……135
C.Armatures transversales ……140
D.Ferraillage horizontal ……141
V.3.2.les linteaux ……142
1. recommandation du RPA2003……143
2. recommandation du CBA93……145
3. calcul des Armatures longitudinales……145
4. Armatures transversales……146
5 Armatures diagonales……146
V.3.3.les trumeaux……146

Chapitre VI

Introduction ……148
VI.1. Calcul des semelles isolées ……150
VI.1.1. Dimensionnement des semelles isolées……152
VI.1.2. Ferraillage des semelles isolées ……154
VI.2. Calcul des semelles filantes ……156

VI.2.1. Semelles filantes sous voile ……157
a. Dimensionnement ……157
b. Ferraillage ……158
VI.2.2. Semelles filantes sous poteaux ……160
a. Transversalement ……161
b. longitudinalement ……161
VI.3. Les longrines ……168
VI.3.1. Pré dimensionnement ……168
VI.3.2. Sollicitations ……169
VI.3.3. Ferraillage ……169
conclusion générale……
Bibliographie……

Listes des tableaux

Tableau I-3 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 07
Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs 12
Tableau II.2.Charge permanente des murs extérieurs 13
Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse 14
Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant 15
Tableau II.5. Charge permanente du plancher courant 16
Tableau II.6. Pré dimensionnement des poutres) 18
Tableau II.7 détermination de la section du poteau 21
Tableau II.8 détermination des charges permanentes d'étagé terrasse 23
Tableau II.9 détermination des charges permanentes d'étagés courant.....23
Tableau II.10. Calcul L'efforts normaux ultime et résistants 24
Tableau II.11. Vérification aux zones nodales 24
Tableau II.12. Pré dimensionnement des voiles 26
Tableau III-1. Moment fléchissant et effort tranchant du 1ier type des poutrelles à l'ELU.....41
Tableau III-2. Moment fléchissant à l'E.L.S .du 1ier type des poutrelles 41
Tableau III-3. Moment fléchissant et effort tranchant du 2éme type des poutrelles à l'ELU 44
Tableau III-4. Moment fléchissant à l'E.L.S .du 2éme type des poutrelles.....44
Tableau III-5 . Moment fléchissant et effort tranchant du 3éme type des poutrelles à l'ELU.....47
Tableau III-6. Moment fléchissant à l'E.L.S du 3éme type des poutrelles 48
Tableau III-7 : Détermination des sections d'acier des poutrelles.....50
Tableau III-8 : Vérification de la contrainte à l'E.L.S 53
Tableau III-9 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.....54
Tableau III-10 : Charges permanentes G (Paillasse) 59
Tableau III-11 : Charges permanentes G (Palier) 60
Tableau III-12: Combinaison des charges de 1 type à l'ELU 60
Tableau III-13 : Les Moment et les L'effort tranchant de1ier type 63
Tableau III-14 : Les résistances Caractéristiques des matériaux de1ier type 64
Tableau III-15 : récapitulatif des résultats 65
Tableau III-16 : récapitulatif des résultats a répartitions 67
Tableau III-17 : Vérification de la flèche de l'escalier intérieur 71
Tableau III-18 : Combinaison des charges de 2ier type 71
Tableau III-19 : Les Moment et les L'effort tranchant de 2éme type 74
Tableau III-20: Les résistances Caractéristiques des matériaux de2éme type 74
Tableau III-21 : récapitulatif des résultats 75
Tableau III-22 : Vérification de la flèche de l'escalier 79
Tableau III-23 : récapitulatif des résultats de ferraillage 82
Tableau IV-1.Calcul de centre de masse 91
Tableau IV-2.Calcul du centre de torsion 93
Tableau IV-3.Calcul de l'excentricité statique.....93
Tableau IV-4.Calcul d'excentricité accidentelle.....94
Tableau IV-5.Calcul de l'excentricité totale 95
Tableau IV-6.Coefficient d'accélération de zone **A** 97
Tableau IV-7.détermination du facteur de qualité Q 98

Tableau IV-8.Le comportement des trois premiers modes.....101
Tableau IV-9.Coefficient de participation massique 101
Tableau IV-10.Calcul de la force sismique 103
Tableau IV-11.Vérification de la résultante des forces sismiques 103
Tableau IV-12.Forces sismiques selon la hauteur suivant X 105
Tableau IV-13.Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.....106
Tableau IV-14.calcul du moment de renversement.....107
Tableau IV-15.calcul du moment stabilisant 107
Tableau IV-16.Vérification de stabilisation 108
Tableau IV-17.Vérification des déplacements inter-étage sens X 109
Tableau IV-18.Vérification des déplacements inter-étage sens Y 109
Tableau IV-19.Vérification l'effet P-Δ sens X 110
Tableau IV-20.Vérification l'effet P-Δ sens Y 111
Tableau IV-21.vérifications des sollicitations normales 112
Tableau V-1 : Les données de calcul 114
Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales 115
Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 116
Tableau V 4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 117
Tableau V.5. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires..... 117
Tableau V.6. Calcul de $\bar{\tau}_u$ 120
Tableau V.7. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 121
Tableau V.8. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 121
Tableau V.9. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement 122
Tableau V.10. Vérification de la flèche des poutres 123
Tableau V.11. Vérifications détaillée de la flèche des poutres 123
Tableau V.12. Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU 127
Tableau V.13. Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU 128
Tableau V.14. Vérification des armatures à ELS des poteaux 129
Tableau V-15 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poteaux 130
Tableau V.16. Les armatures transversales et leurs espacements 132
Tableau V.17. Vérification de la quantité d'armatures transversales 132
Tableau V.18 : Les armatures verticales des voiles d'épaisseur 15 cm.....139
Tableau V.19. Vérification a l'effort tranchant de voile 141
Tableau V.20. Détermination des armatures horizontales 142
Tableau V-21: Ferraillage longitudinales de linteau 145
Tableau V-22: Ferraillage transversales de linteau 145
Tableau V-23: Les aciers verticaux des trumeaux 145
Tableau V-24: Les Armatures horizontales des trumeaux..... 145
Tableau V-25: Vérification état limite service 145
Tableau VI.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées 151
Tableau VI.2.Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS du bloc 152
Tableau VI.3. Vérification des contraintes des semelles isolées à l'ELU du bloc 153
Tableau VI.4.Calcul du ferraillage des semelles isolées à l'ELU du bloc 154
Tableau VI.5.Calcul du ferraillage des semelles isolées à l'ELS du bloc 154
Tableau VI.6.Ferraillage final des semelles isolées et leur espacement du bloc 155

Tableau VI.7. Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées ……155
Tableau VI.8. Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées ……156
Tableau VI.9.dimensionnement des semelles filantes sous voiles à l'ELS ……158
Tableau VI.10.Vérification des semelles filantes sous voiles à l'ELU ……158
Tableau VI.11.ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU ……159
Tableau VI.12.ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS ……159
Tableau VI.13.le ferraillage finale des filantes sous voiles ……159
Tableau VI.14. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes ……160
Tableau VI.15. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes ……160
Tableau VI.16.détermination de la longueur des débords pour la semelle sous deux poteaux ...163
Tableau VI.17.dimensionnement de la semelle sous deux poteaux ……163
Tableau VI.18.ferraillage la semelle sous deux poteaux ……164
Tableau VI.19.ferraillage la poutre de libage à l'ELU ……165
Tableau VI.20.vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS ……165
Tableau VI.21. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante ……167
Tableau VI.22.calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement ...167
Tableau VI.23.Vérification de la flèche pour la poutre de libage ……168
Tableau VI.24. Valeurs de α ……169

Liste des figures

Figure I-1: Vue en plan de bloc 01
Figure I-2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU [2].....06
Figure I-3 : Diagramme contraintes-déformations 07
Figure I-4 : vue en 3D 09
Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux 11
Figure II.2.Dimensions du corps creux 11
Figure II.3. Coupe de mur en maçonnerie 13
Figure II.4. Composants d'un plancher terrasse.....14
Figure II.5. Composants d'un plancher courant..... 15
Figure II.6. Composants da dalle plain 16
Figure II.7. Dimensionnement de la poutre 17
Figure II.8. Section réduite du poteau 20
Figure II.9. Surface reprise par le poteau le plus sollicité 21
Figure II.10. Les poutres principales et poutres secondaires.....25
Figure II.11.Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)..... 26
Figure III-1 : L'acrotère 27
Figure III-2 : Ferraillage de l'acrotère 32
Figure III.3. Dimensionnement de la poutrelle 33
Figure III.4. Poutrelle avant coulage 34
Figure III.5. Choix de disposition des étaiements 35
Figure III.6 : Travée avec un seul étai au milieu 35
Figure III.7. Travée avec deux étais espacés de 1.32 m 36
Figure III.8. Travée avec trois étais espacés de 0.99 m 37
Figure III.9. Première type de poutrelle 40
Figure III.10. Deuxième type de poutrelle 40
Figure III.11. Troisième type de poutrelle 40
Figure III.12.Diagramme des efforts tranchants et moments du 1ier type des poutrelles à l'ELU.....42
Figure III.13. Diagramme des moments du 1ier type des poutrelles à l'ELS.....43
Figure III.14.Diagramme des efforts tranchants et moments du 2éme type des poutrelles à l'ELU 45
Figure III.15. Diagramme des moments du 2éme type des poutrelles à l'ELS.....46
Figure III.16.Diagramme des efforts tranchants et moments du 3éme type des poutrelles à l'ELU 47
Figure III.17. Diagramme des moments du 3éme type des poutrelles à l'ELS 48
Figure III.18. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages 49
Figure III.19. Disposition constructive des armatures 51
Figure III.20. Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)..... 55
Figure III.21Disposition des armatures de la table de compression..... 56
Figure III.22. Vue de l'escalier.....57
Figure III.23. Schéma statique de l'escalier à l'ELU de 1ier type 61
Figure III-24: Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U de 1ier type 62
Figure III-25 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS de 1ier type..... 62
Figure III-26 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU de 2éme type 71
Figure III-27 : Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U de 2éme type 72

Figure III-28 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS de 2 éme type 73
Figure III-29 : Schéma simplifié de la poutre palière 79
Figure III-30: Diagramme des moments de la poutre palière 81
Figure III-31: Schéma statique de la console 85
Figure IV.1.disposition des voiles aux RDC et étages 90
Figure IV-2: Vue en plan 91
Figure IV.3. Dimension des voiles et poteaux.....92
Figure IV.4. Spectres de réponse 99
Figure IV.5. Le comportement des trois premiers modes 100
Figure IV.6.Les forces agissent sur la stabilité au renversement 104
Figure IV.7.Distribution des forces sismiques 105
Figure IV.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X 106
Figure IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y 107
Figure V-1: Disposition des armatures pour les poutres.....118
Figure V-2: Ferraillages des poutres principales rives des étages 118
Figure V-3: Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives de la terrasse 119
Figure V-4: Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires et rives de la terrasse 119
Figure V-5: Ferraillages des poutres secondaires rives des étages 120
Figure V-6: Définition de la zone nodale dans les poteaux 124
Figure V-7: Disposition des armatures pour les poteaux 133
Figure V-8: Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 133
Figure V-9: Disposition des voiles 136
Figure V-10: Section entièrement tendue 137
Figure V-11: Section entièrement comprimée 137
Figure V-12: Section partiellement comprimée 138
Figure V-13: Les armatures transversales et les épingles.....140
Figure V-14: La zone de recouvrement des voiles.....140
Figure V-15: Disposition des armatures dans les voiles.....142
Figure VI.1.Représentation initiale des semelles 149
Figure VI.2.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés 150
Figure VI.3.Schéma d'une semelle filante sous poteaux 157
Figure VI.4.Schéma d'une semelle filante sous voile 157
Figure VI.5.schémas d'une Semelle filante sous poteaux 161
Figure VI.6.Représentation 3D de la semelle filante sous deux poteaux 162
Figure VI.7.Représentation 2D de la semelle filante sous deux poteaux 163
Figure VI.8.disposition du ferraillage de la poutre de libage 166
Figure VI.9.Ferraillage des longrines 171

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

Amax, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : 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.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo : Moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser : Effort normal à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: 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.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c1, c2, c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

f cj ; Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours. cj

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

f tj: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours

i : Rayon de giration.

I f: Longueur de flambement

St : Espacement d'armature transversale.

Srep : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

∑ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du

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 :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

SF : semelle filante.

Introduction générale

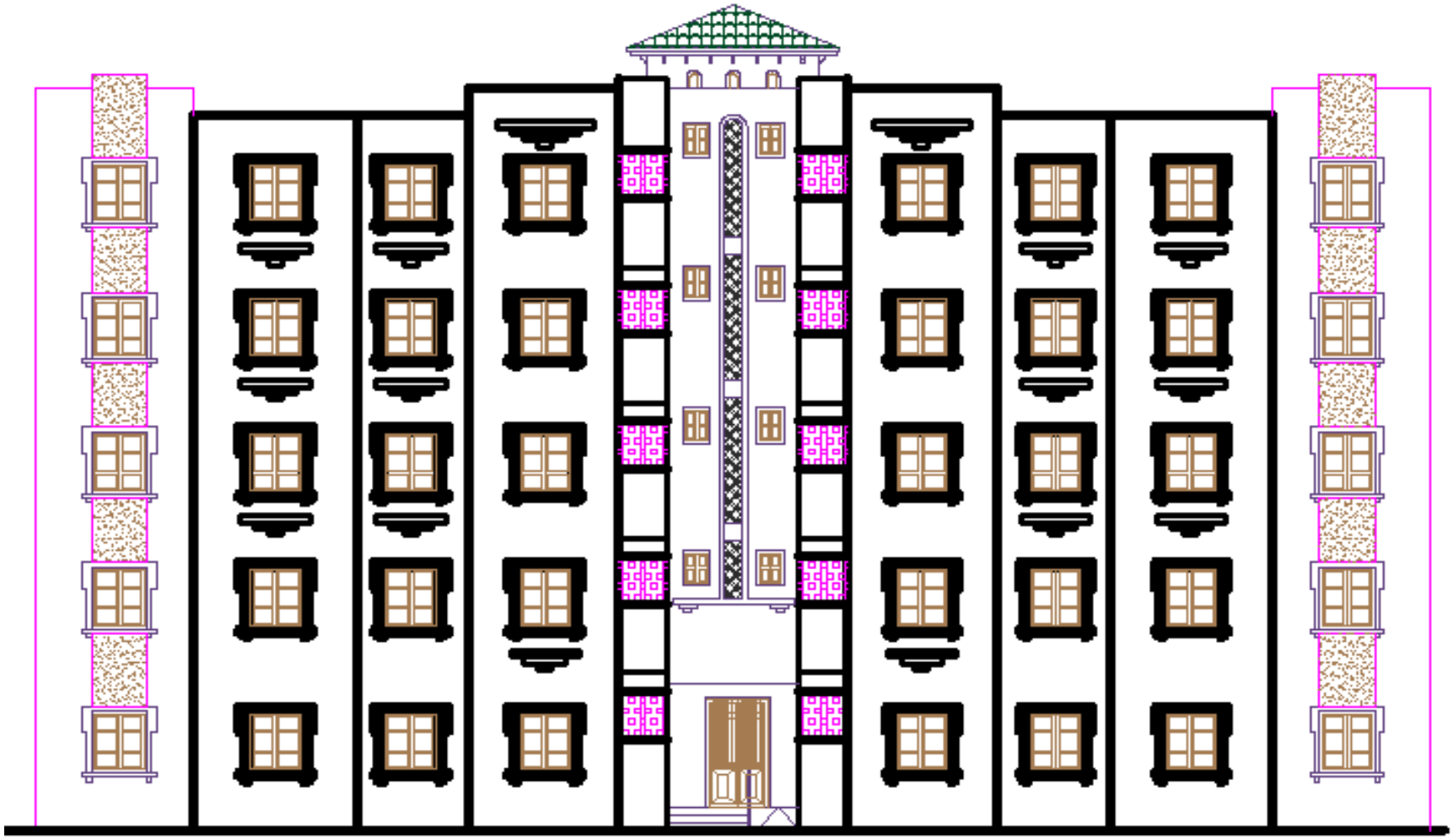
L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation de master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude ; nous avons procédé a l'étude de la structure porteuse de bloc situé a «OULED ANTAR» wilaya de MEDEA, le bloc à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée et de 4 étages.

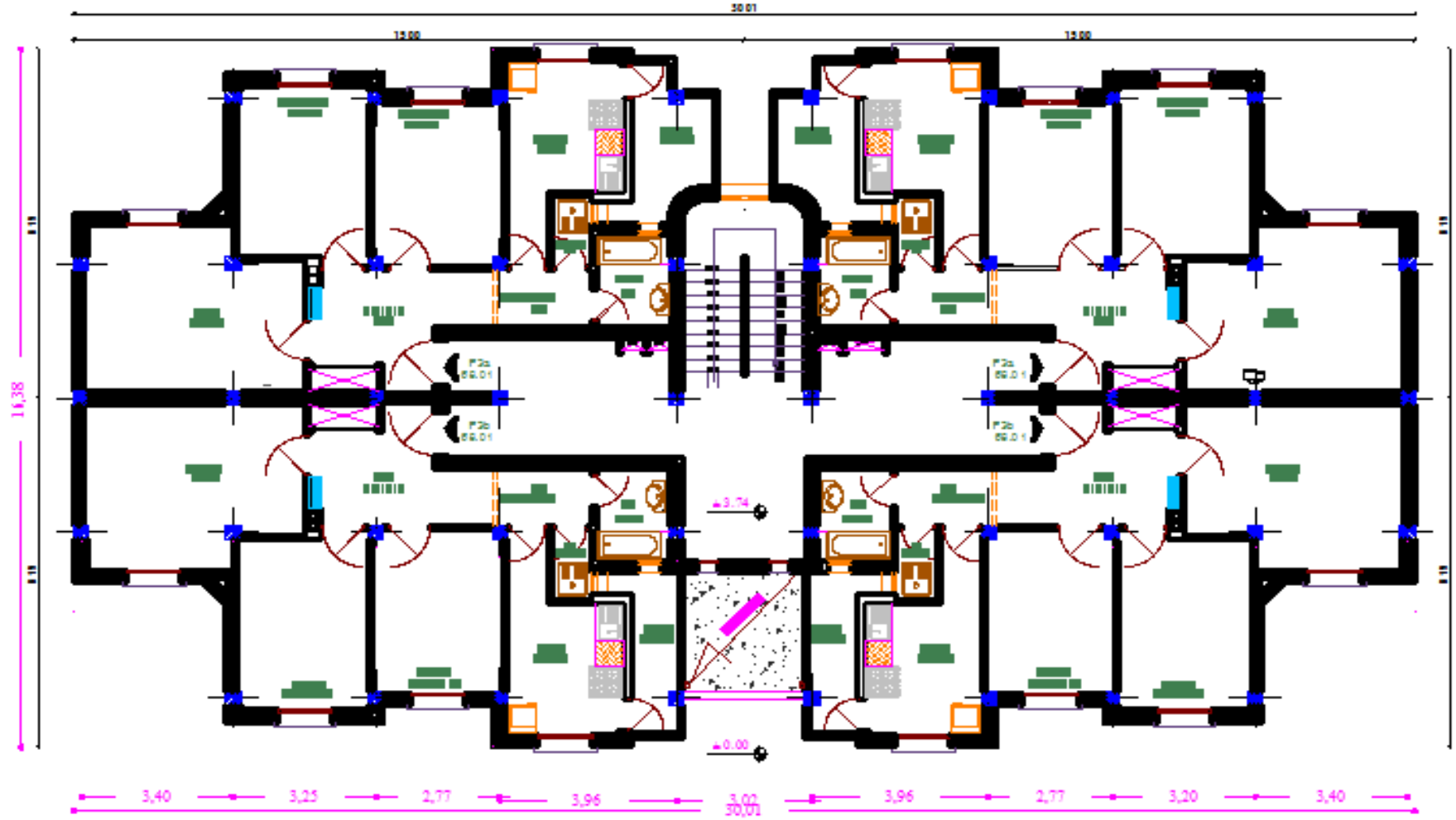
Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatifs nécessaires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

Le 4eme chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure des deux blocs moyennant le logiciel de calcul des structures « Robot.25 », on présente d'abord les différents 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 cinquième chapitre. Finalement, le bloc ont été fondés conformément au rapport du sol.

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

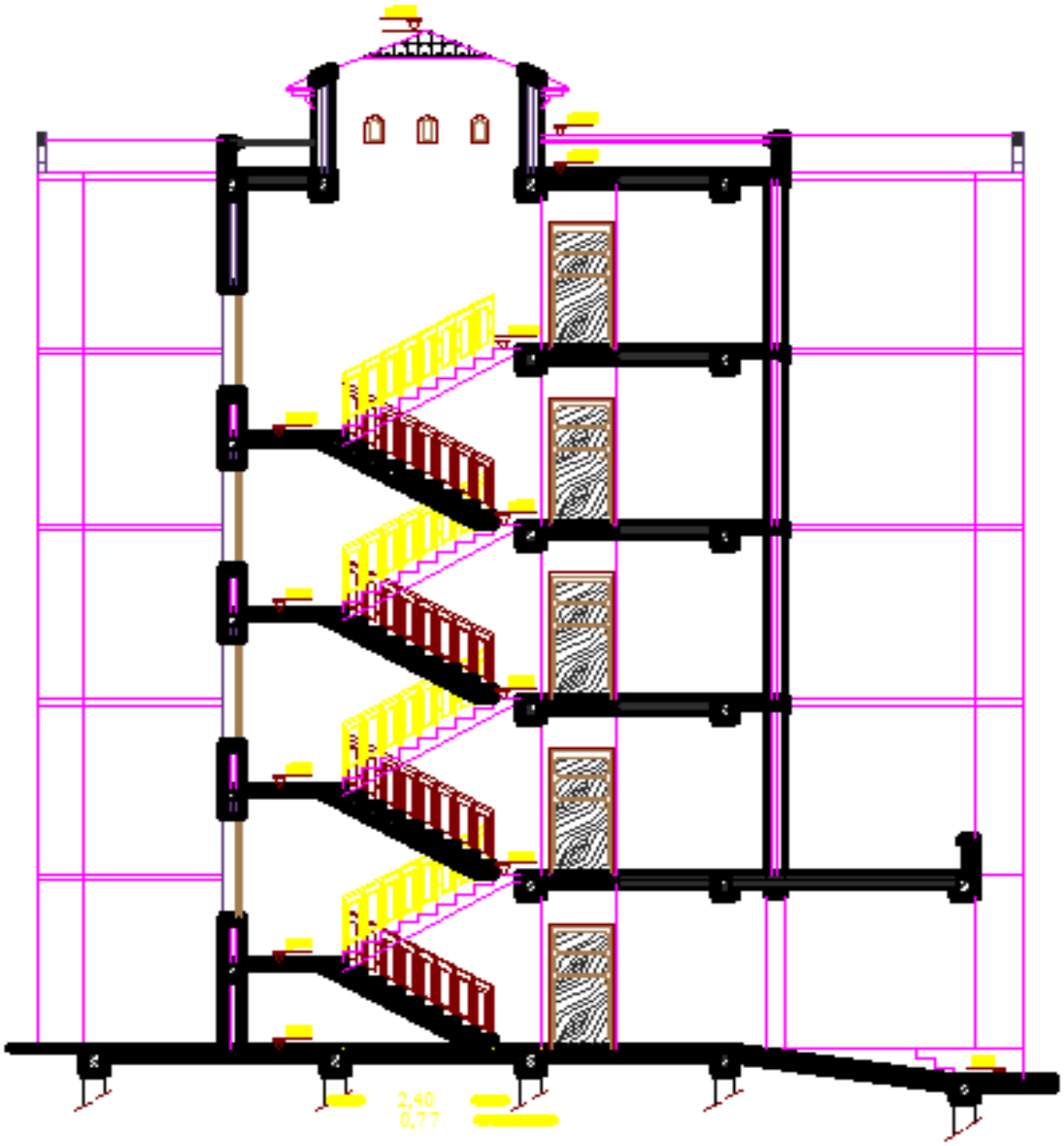


FACADE PRINCIPALE



PLAN D'ELECTRICITE INTERIEUR

PLAN ETAGE COURANT



COUPE A-A

Chapitre I

Description de l'ouvrage

I. Introduction :

I.1.présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme, « HAOUATIS» consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un 20logement. en béton armé comportant quatre (04) niveaux sur rez-de-chaussée avec terrasse inaccessible (R+4) à usage d'habitation

L'ouvrage en question sera implanté a «OULED ANTAR» 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:

Leblocest de forme régulière, dont les caractéristiques sont :

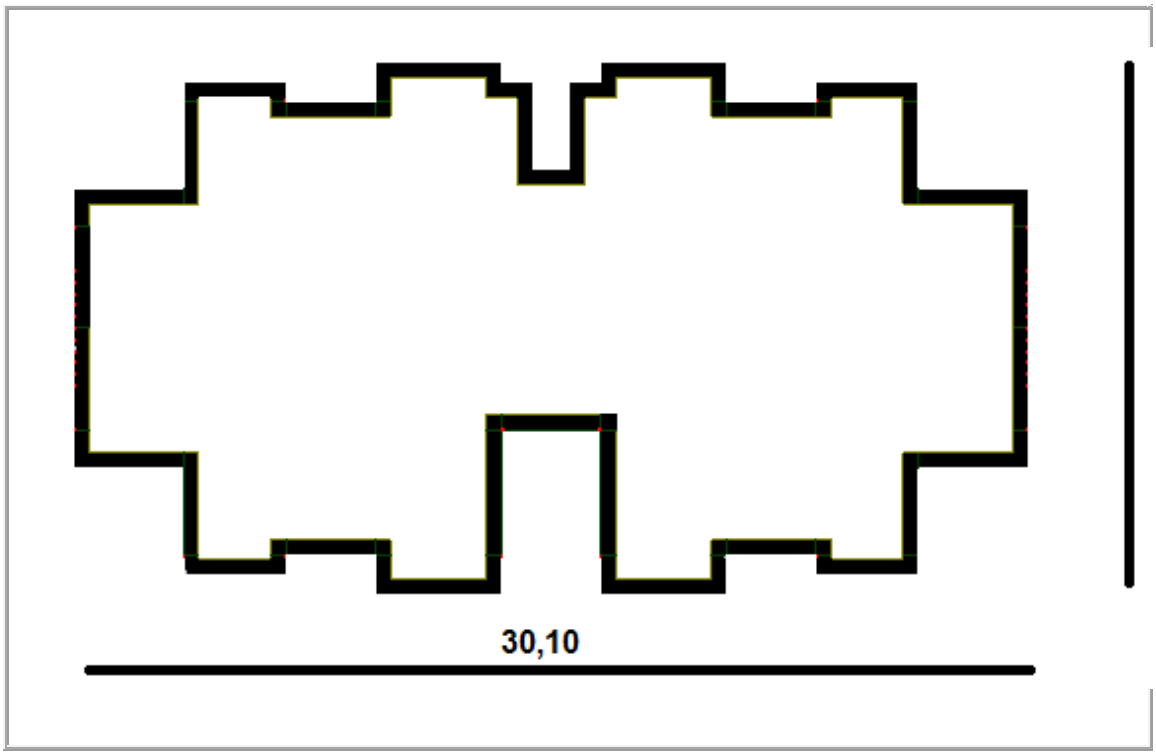


Figure I.1.Vue en plan de bloc

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment:

- longueur totale de bâtiment : 30,10m.
- largeur totale du bâtiment : 16,38m.

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment:

- hauteur des étages : 03,23m.
- hauteur totale du bâtiment : 16,15m.

I.2.3. Système de contreventement:

Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicité par deux types d'efforts :

1- Les efforts verticaux dus aux poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
2- Les efforts horizontaux dus au séisme.
3- L'ossature du bâtiment sera contreventée par des voiles en béton armé.

I.2.4. Planchers:

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

- planchers à cops creux.
- planchers à dalle pleine.

I.2.5. Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 10cm.

- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.2.6. Revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les halls et les escaliers
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.2.7. L'acrotère:

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

Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.2.8. Les escaliers:

La circulation verticale entre les étages est assurée par un escalier droit à deux volets

I.2.9. Infrastructure:

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

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

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

I.3.1. Béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment **CPJ-CEMII32,5 de 350Kg/m^3** ce donne une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa. Donc une résistance à la traction f_{t28}=2.1MPa

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, notée $\boldsymbol{f_{c28}}$.

3.1.1.a)Résistance caractéristique à la compression: ►► **Art [A.2.1.1.1.]** ◄◄

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA 93

$f_{cj}= \dfrac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour ; $f_{c28} \leq$ 40MPa $f_{cj}= \dfrac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$

pour ; $f_{c28} >$ 40MPa

3.1.1.b)Résistance caractéristique à la traction : ►► **Art [A.2.1.1.2]** ◄◄

La résistance à la traction du béton f_{tj}est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation **:**

- $\boldsymbol{f_{tj}= 0.6 + 0.06\, f_{cj}}$avec f_{cj}et f_{tj}en MPa

3.1.2.Module d'élasticité:[2]

3.1.2.a)Module d'élasticité longitudinale **:**

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$ E_{i28}=32164,195 MPa. ►►**Art [A.2.1.2.1]** ◄◄

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$ E_{v28}= 10721,40 MPa.►►**Art [A.2.1.2.2]** ◄◄

3.1.2.b)Module d'élasticité transversale:

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

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

3.1.3. Contraintes limites :

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 :

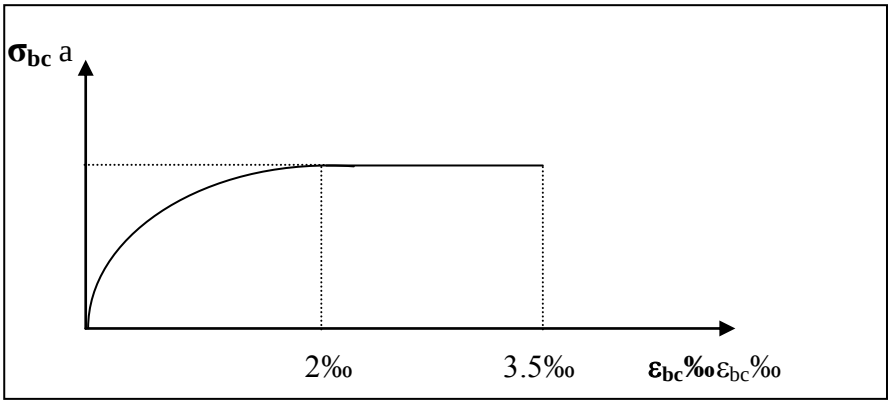


Figure I.2.Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU[2]

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85\, f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad \textbf{[2]}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

θ=1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

θ=0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

θ=0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.3.2.Les aciers :

3.21. Types d'acier :

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

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	F_eE 235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	F_eE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

3.2. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [2]►► Art [A.2.2.1] ◄◄

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : [$E_s = 2.10^5 MPa$].

3.2.3. Contraintes limites :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

3.2.3. a.Diagramme contraintes- déformations : [2] ►► Art [A.2.2.2] ◄◄:

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

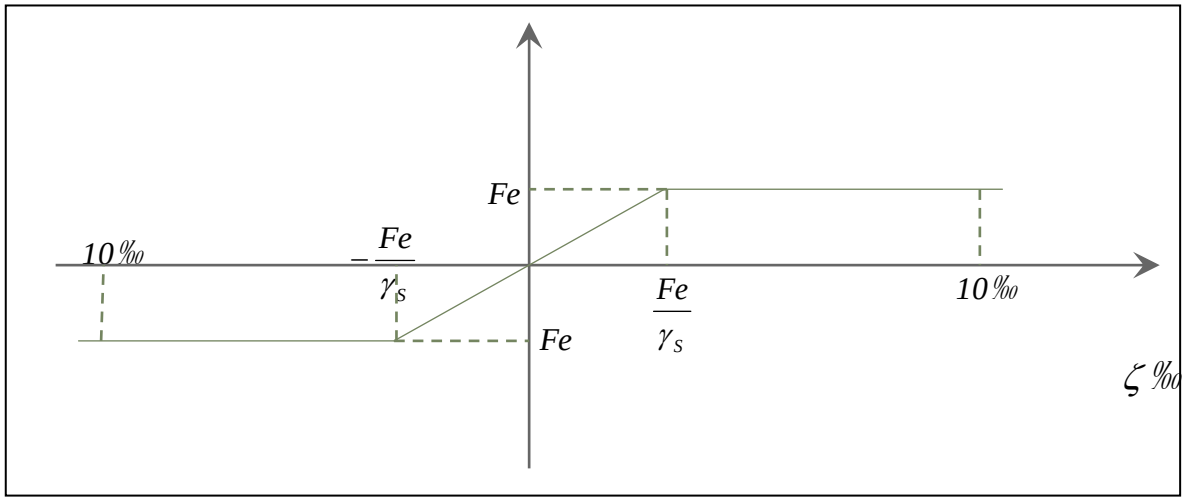


Figure I.3.Diagramme contraintes -déformations

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s \text{ Avec :}$$

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

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

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

- **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 : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] **[2]**
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] **[2]**

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$$f_{c28} = 25Mpa$$

$$f_{t28} = 2.1Mpa$$

$$E_{i28} = 32164.2Mpa$$

$$E_{v28} = 10819Mpa$$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2Mpa & : situation\ durable \\ 18.48Mpa & : situation\ accidentel le \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33Mpa : \textit{fissuration} \\ 2.5Mpa : \textit{fissuration} \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$

$FeE400,\ fe = 400Mpa$: Pour les armatures longitudinales

$FeE235,\ fe = 235Mpa$: Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202Mpa$: Fissuration préjudiciable pour les AH

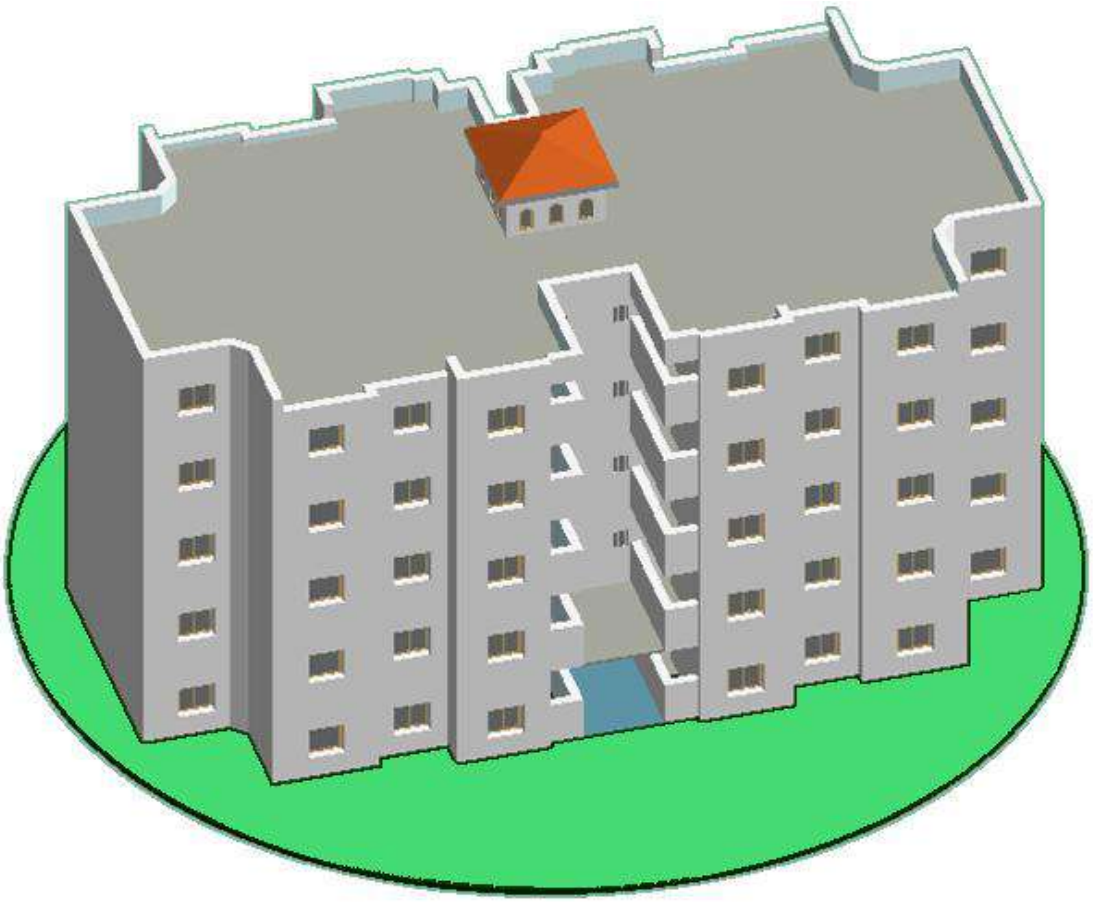


Figure I.4. Vue en 3D

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments de la structure et évaluation des charges



II. Pré dimensionnement et évaluation des charges :

II.1. Introduction:

Il s'agit de déterminer dans une première étape les dimensions des éléments de l'ossature telle que planchers, poutres, poteaux et voiles.

II.2. Les planchers:

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux.
La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\mathbf{(L/25) \leq h_t \leq (L/20)}$$

Le règlement CBA93 n'exige que $\mathbf{h_t \geq L/22.5}$ d'où la nouvelle fourchette est

$$\mathbf{(L/22.5) \leq h_t \leq (L/20)}$$

Avec :

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

L = 3.61 m.

$$16.04 \text{ cm} \leq h_t \leq 18.05 \text{ cm}$$

On prend : $\mathbf{h_t = 20\ cm}$ ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

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

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

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :

- $ht \geq 16$ cm

D'où on a : 20 cm > 16cm (C.V).

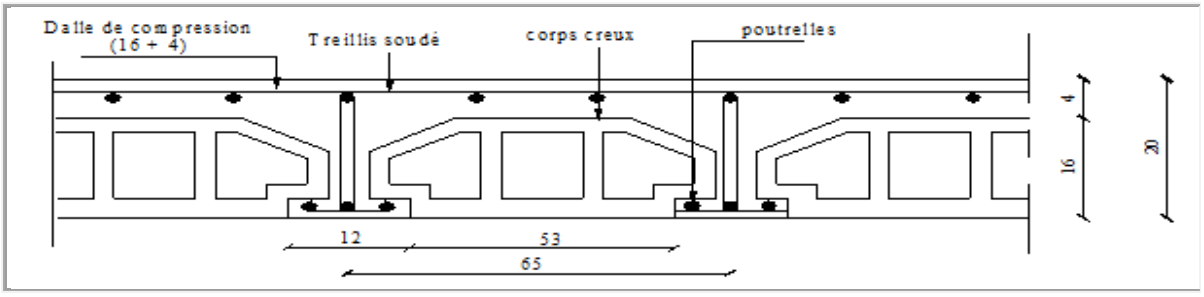


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux

Donc on utilisera le corps creux de dimensions suivantes :

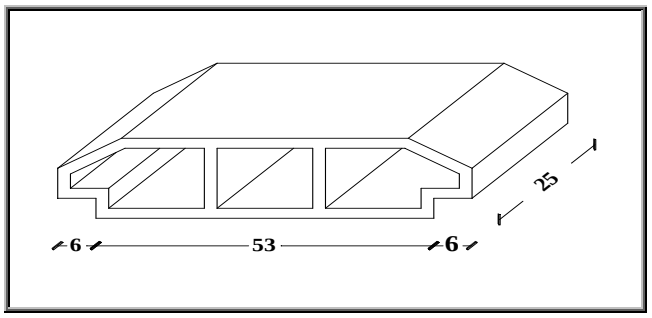


Figure II.2.Dimensions du corps creux

II.2.2. Les dalles pleines :

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]**

    - $(Lx/45) \leq ep \leq (Lx/40)$

  - dalle reposant sur deux appuis :

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

Où :

ep : épaisseur de la dalle.

- L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.
- Pour le cas de notre structure, on a : L = 3. 61 m.
  - Critère de résistance $361/45 \le ep \le 361/40 \Rightarrow 08.02 \le ep \le 09.025$

- **Sécurité contre l'incendie :**

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

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

- **condition d'isolation acoustique :** ep ≥ 15 cm.

Conclusion :

Pour la dalle pleine on adoptera : $\mathbf{e_p}$ **= 15cm**

II.3. Evaluation des charges et surcharges : [3]

II.3.1. Maçonnerie:

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

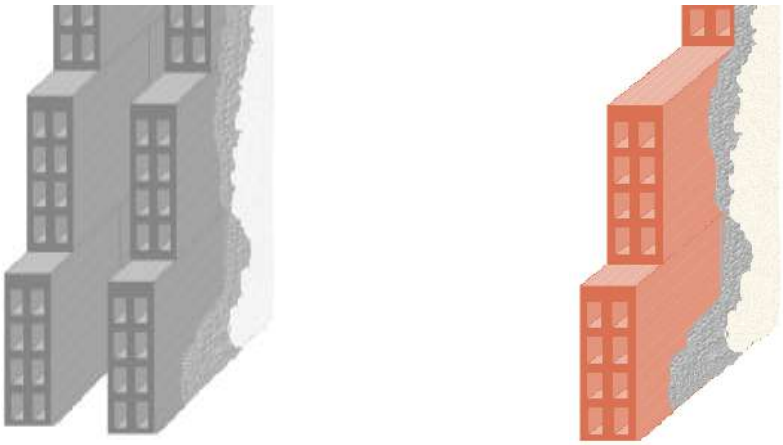
Tableau II.1. Charge permanente des murs intérieurs

N	composants	Épaisseur (cm)	Poids volumiques ($KN/m^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
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
			Total	1.62

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

Tableau II.2.Charge permanente des murs extérieurs

N	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit n plâtre	0.02	10	0.20
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
3	Brique creuse	0.10	09	0.9
4	Lame d'aire	0.10	-	-
5	Brique creuse	0.10	09	0.9
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	2.72



a-Double cloison b- simple cloison

Figure II.3. Coupe de mur en maçonnerie pour le bloc

II.3.2.plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

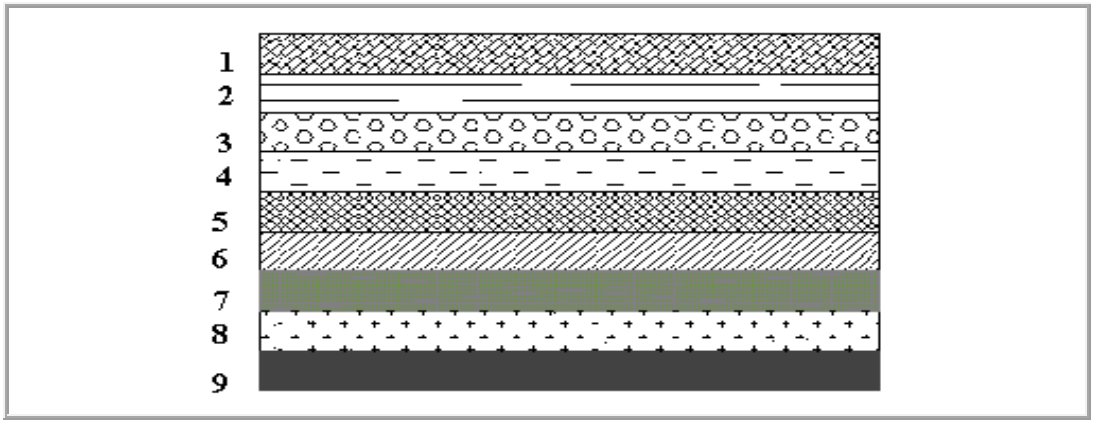


Figure II.4. Composants d'un plancher terrasse

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.72
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Plaque de liège	0.04	4	0.16
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Planche corps creux	0.16+0,04	-	2.8
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
			Total	6.32

II.3.2.b. Charges d'exploitations :

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m^2.

II.3.3. Plancher courant :

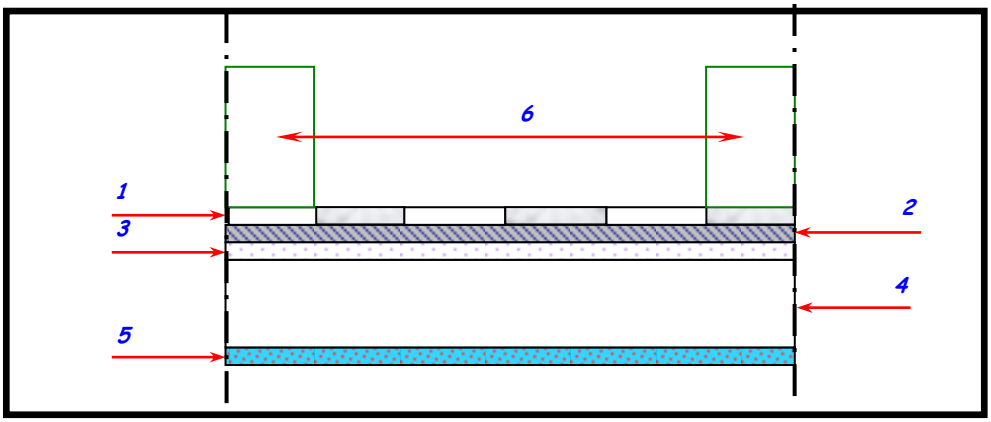


Figure II.5. Composants d'un plancher courant

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
4	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Les murs simples	0.10	-	1.62
			total	6.00

II.3.2.b. Surcharges d'exploitation :

Le plancher courant à usage d'habitation : Q = 1.50 KN/m^2.

II.3.4. Dalle pleine :

II.3.4.a. Charges permanentes :

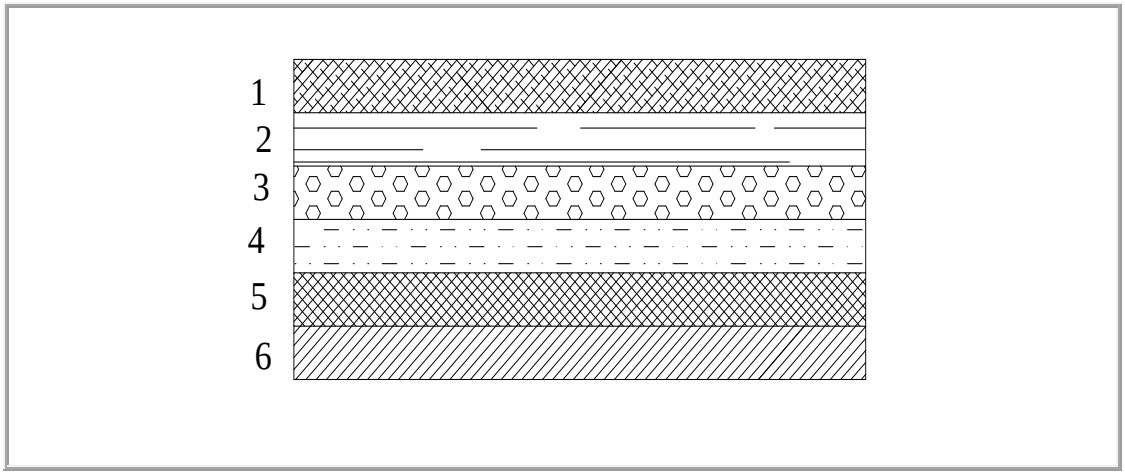


Figure II.6. Composants da dalle plain

Tableau II.5. Charge permanente permanentes du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Planche dalle plein	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	18	0.36
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
			total	7.11

II.3.4.1.b. Charges d'exploitations :

$Q = 3.5\ KN/m^2$.

II.4. Pré dimensionnement des poutres:

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

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

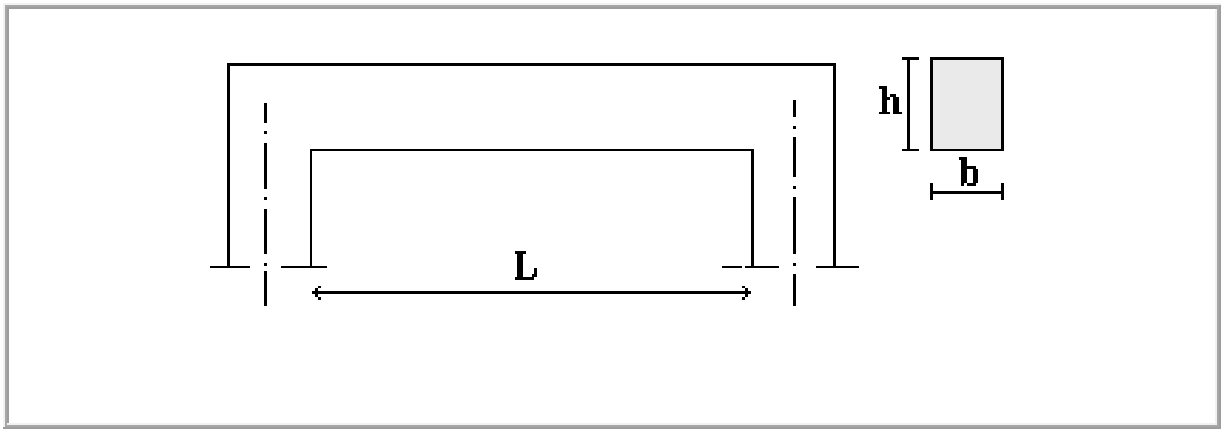


Figure II.7. Dimensionnement de la poutre

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

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

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

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

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5h+b1

Tableau II.6. Pré dimensionnement des poutres

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 3.55 m ⇒ 23.66cm ≤ h ≤35.50cm on adopte : h = 35cm ⇒ 10.50cm ≤ b ≤24.50cm on adopte b = 30 cm	L_{max} = 3.61m ⇒ 24.06cm ≤ h ≤ 36.10cm on adopte : h = 30 cm ⇒ 9.00 cm ≤ b ≤ 21.00 cm on adopte b = 30cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.00 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=35cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.16≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0986) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0833) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30cm	h = 30 cm ; b = 30 cm

Conclusion :

Pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

(b x h) = (30 x 35) cm^2

II.5. Pré dimensionnement des poteaux:

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le **[2] ►► [Art B.8.11] ◄◄** cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu*=1.1Nu).

II.5.1.Étapes de Pré dimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;

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

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\begin{cases} Min(b_1,h_1) \geq 25\ cm & \text{zone IIa} \\ Min(b_1,h_1) \geq \dfrac{h_e}{20} \\ \dfrac{1}{4} < \dfrac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

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

Avec :

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

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

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

Où :

i : Rayon de giration.

λ: L'élancement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

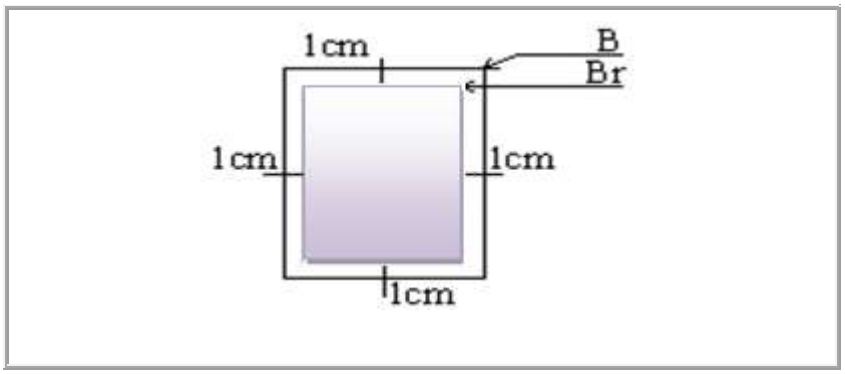


Figure II.8. Section réduite du poteau

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f [2]:

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

- $0.7*L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation
  - traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur i.e. (I/L) que lui dans le sens considéré.
- L_0 : dans les autres cas.
  - L_0 =3.23 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs,

Cas des étages courants.

- Pour les étages courants et le RDC on a : $L_f = 0.7\ L_0$

- Une section de (35x35) cm^2 pour le RDC et le 1^{er} $2^{ème}$, le $3^{ème}$ et le $4^{ème}$ étage.

5. 3. La surface reprise par le poteau :

St= (1.21+0.3+1.8 +0.1)x(1.77+0.3+1.4 +0.1)=(3.41x3.57)+=12.17 m^2

Sp=(3.41-0.3)*(3.57-0.3)=10.17

On peut dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanents et des exploitations à l'état limite ultime.

5.4. Calcul de l'effort Nu :

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

- Une section de (35x35) cm^2 pour le RDC et le 1^{er} $2^{ème}$, le $3^{ème}$ et le $4^{ème}$ étage.

Tableau II.7 détermination de la section du poteau

NIVEAU	NG (KN)	NG (KN) Cumuler	I (m)	Lf (m)	λ	α	Br (cm^2)	N_{Uadm} (KN)	N_u (KN)	Section adopté (m^2)
4	89.74	89.74	0.101	2.26	22.38	0,78	1089	18684.51	153.34	35x35
3	90.21	179.95	0.101	2.26	22.38	0,78	1089	18684.51	267.22	35x35
2	90.21	270.16	0.101	2.26	22.38	0,78	1089	18684.51	481.50	35x35
1	90.21	360.37	0.101	2.26	22.38	0,78	1089	18684.51	645.57	35x35
RDC	90.21	450.85	0.101	2.26	22.38	0,78	1089	18684.51	809.64	35x35

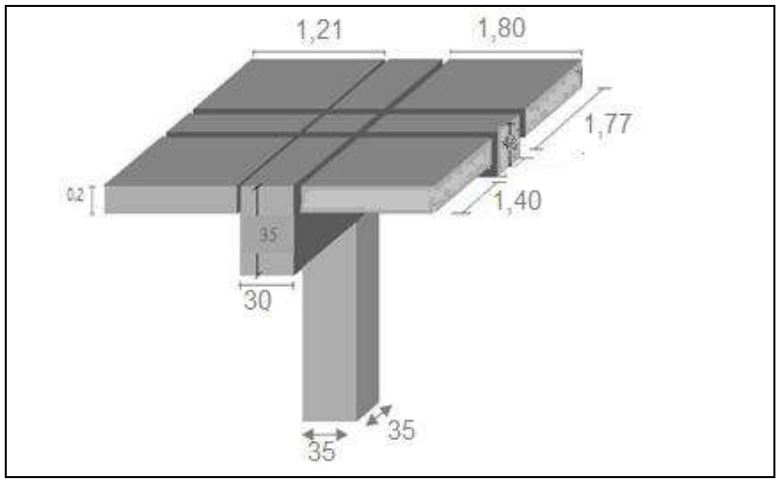


Figure II.9. Surface reprise par le poteau le plus sollicité

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

5.5. a. Charges d'exploitation :

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

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

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

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

On choisit une section de (35x35) cm^2, pour touts les étages.

pour déterminer les surcharges d'exploitation, on adopte la loi de dégression suivante :

Les surcharges des planchers sont différentes :

Q_0 = **1.00 KN/m²**

Q_0+Q_1 = **2.50 KN/m²**

$Q_0+ Q_1+ 0.9Q_1$ = **3.85 KN/m²**

$Q_0+ Q_1+ 0.9Q_1 +0.8Q_1$ = **5.05 KN/m²**

$Q_0+ Q_1+ 0.9Q_1 +0.8Q_1 +0.7Q_1$= **6.10 KN/m²**

II.5.5.1.calcul des charges permanentes agissant sur le poteau :

-étage terrasse :

Tableau II.8 détermination des charges permanentes d'étagé terrasse

Plancher terrasse	6.32 x 10, 17	64,27 KN
Poutre principale	0.30 x 0,35 x 3,27 x25	8.58 KN
Poutre secondaire	0.30 x 0.30 x 3,11 x25	7.00 KN
Poteaux	0.35 x 0.35 x 3.23 x25	9.89 KN
	total	89.74 KN

-étages courant ;

Tableau II.9 détermination des charges permanentes d'étagés courant

Plancher courant	10.79 x6.00	64.74 KN
Poutre principale	0.30 x 0.35 x 3.27 x25	8.58 KN
Poutre secondaire	0.30 x 0.30 x 3.11x25	7.00 KN
Poteaux	0.35 x 0.35 x 3.23 x25	9.89 KN
	total	90.21 KN

Les efforts normaux ultimes et résistants :

Notre bâtiment comporte des traves solidaires supportées par deux files des poteaux de rive et plusieurs files de poteaux intermédiaires, donc l'effort doit être majoré de(10%)pour le poteau.

P_U=1.35G+1.5Q.

N_U=1.1P_U.

Tableau II.10. Calcul L'efforts normaux ultime et résistants

NIVEAU	NG KN	NG KN Cumulée	NQ KN	NQ KN Cumulée	Pu N KN	Nu KN
4	89.74	89.74	12.17	12.17	139.40	153.34
3	90.21	179.95	18.25	30.42	242.93	267.22
2	90.21	270.16	18.25	48.67	437.73	481.50
1	90.21	360.37	18.25	66.92	586.88	645.57
RDC	90.21	450.58	18.25	85.17	736.04	809.64

II.5.6. Vérification selon le RPA99 version 2003 ►► [Art 7.5.1] ◄◄ :

D'après le RPA99version2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Min (b_1 ; h_1) = 35 ≥ 30 OK.
Min (b_1 ; h_1) = 35 > h_e/20 cm OK.
1/4 < b_1/h_1 = 1 < 4 OK.

II.5.7. Vérification aux zones nodales selon RPA99 version 2003 ►► [Art 7.5.1] ◄◄ :

Il nous reste à vérifier :

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

Tableau II.11. Vérification aux zones nodales

b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
30	35	35	Oui	0	15	Oui

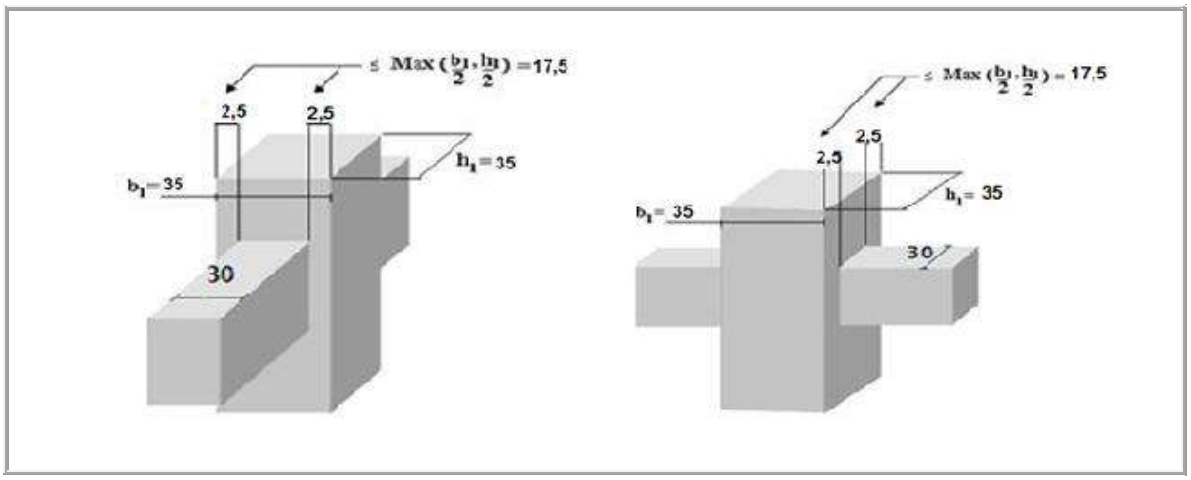


Figure II.10. Les poutres principales et poutres secondaires

II.6. 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 $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

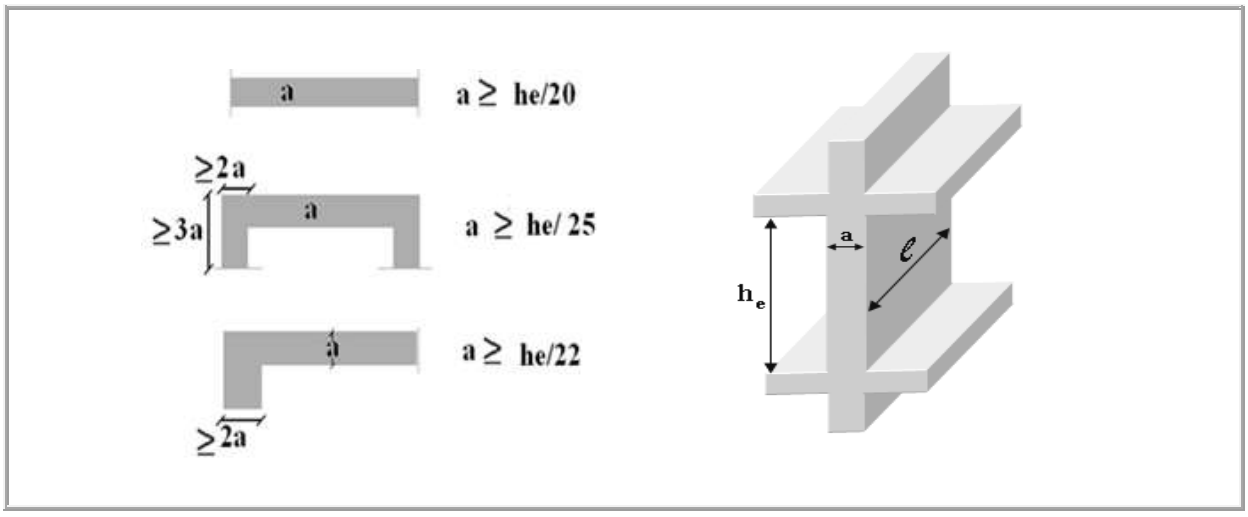


Figure II.11.Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Donc:

- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22)

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

En revanche h_e=3.23-0.35= 2.88 m (pour touts les étages)

On trouve : $h_e/22$ = 13.09 cm alors ; **a** ≥ max (13.09cm ; 15cm)= **15 cm.**

Donc, on adopte les épaisseurs suivantes

Tableau II.12. Pré dimensionnement des voiles

niv	h_e (cm)	Choix de a (cm)
4	3,23	15
3	3,23	15
2	3,23	15
1	3,23	15
RDC	3,23	15

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires



III .1- L'ACROTÈRE:

III.1.1.Introduction

L'acrotère à considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, il est soumis à son poids propre et une surcharge de **1 kN/m** due à la main courante.

Le calcul se fait par une bande de 1m.

III- 1.2. Évaluation des charges et surcharges

- Poids propre : 0,1 x 0,6 x 25 = 1,65 kN/ml.

G = 1,65 kN/ml

Main courante **: Q = 1kN/m**

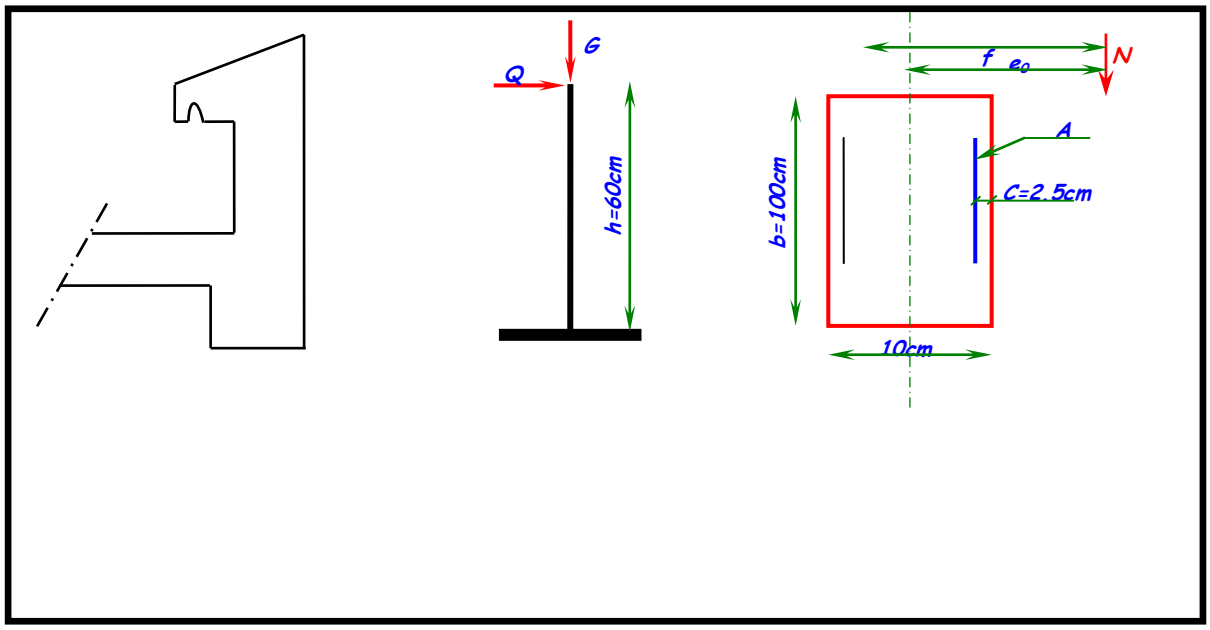


Figure III.1.L'acrotère

III- 1-3- Calcul des efforts:

- A/ l'E.L.U:

- Effort normal : Nu = 1,35 x 1,65 = 2,23 kN.
- Moment d'encastrement : Mu = 1,5xQxh =0,90 kN.m
- Effort tranchant : Tu = 1,5xQ = 1,5 kN.

- B/ l'E.L.S:

- Effort normal : Ns = G = 1,65 kN.
- Moment d'encastrement Ms = Q x h = 0,60 kN.m
- Effort tranchant T_s = Q = 1kN.m

III- 1-4- Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée.

A l'E.L.U: données : f_{c28} = 25 MPa , f_{t28} = 2,1 MPa

fe = 400 MPa , σ_b = 14,2 MPa , σ_s = 348MPa .

b = 100 cm, h = 10cm, d = 7,5cm et c = c' = 2.5 cm

- **Calcul de l'excentricité:**

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,23} \Rightarrow, e_0 = 40,35cm$

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2,5 cm

On a e_0=40,35 cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

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

- **Calcul du moment de flexion :**

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

e = e_0 + (h/2-c) $\Rightarrow$ **e** = 0,428 m.

M_1 = N x **e** $\Rightarrow$ M_1 = 0,954 kN.m

- **Calcul des armatures verticales:**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{Mf}{b.d^2 \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0,120 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_1 = 0.$

Donc : ß = 0,994

$A_1 = \dfrac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow$ A_1 = 0,368 cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \dfrac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.347$ cm²

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

Donc: $\begin{cases} A = 0.347 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

- **<u>Condition de non fragilité</u>:** **[1]**

$A_{min} = \dfrac{B}{1000} = \dfrac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{cm}^2 > A = 0.347 \text{ cm}^2$

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

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

- **<u>Armatures de répartition:</u>**

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

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

- **<u>Espacement</u>:** **[1]**

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

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

Vérification à l'E.L.S:

<u>Données</u>: N_{ser} = 1.65 kN ; M_{ser}= 0.6 kN.m.

- **<u>Calcul de l'excentricité:</u>**

On a $e_0 = \dfrac{M_{ser}}{N_{ser}} = \dfrac{0.6 \times 10^2}{1.65} = 36.36cm$

$\dfrac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5 \text{ cm} < e_0 = 36.36 \text{cm}$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $B_o = b.h + 15 (A + A') \Rightarrow B_o = 1034{,}65\ cm^2$.

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

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \boldsymbol{\upsilon_2} = 4{,}916$ cm.

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

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

$e_0 = 36{,}36$ cm. $\geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}680$ cm $\Rightarrow$ Alors, on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

On va calculer $\mathbf{y_2}$ à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*" Tels que:

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

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

Où: **c**: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " c = h/2 – e = - 31.36 cm< 0".

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

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

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

$\mathbf{y_1}$: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve :

$y_2' = 32.51$ cm

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

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

D'où alors : $0<y_1 = 32.51 + (-31.36) = 1.15\ cm<h = 10\ cm$

Donc on prend : y2 = 32,51cm.

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

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s(y_1 - c') - A_s (d- y_1)]. \Rightarrow S_{xx}=45.75\ cm^3$

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

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

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

Donc,on obtient :

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

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

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

III- 1-5- <u>Vérification de l'effort tranchant</u>: [1]

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

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

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

III- 1-6- <u>Vérification de la contrainte de cisaillement du béton</u>: [1]

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

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

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

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

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

III- 1-7- Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule: $\mathbf{F_p = 4.A.C_p.W_p}$. (*Art.6.2.3*)

A: coefficient d'accélération;

A = 0.25*[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone III)]*

$\mathbf{C_p}$: facteur de force horizontal;

$\mathbf{C_p = 0.8}$ (*R.P.A 99 page 43 tab. 6.1*)

$\mathbf{W_p}$: poids propre de l'élément

$\mathbf{W_p = 1.824\ kN.}$

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

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

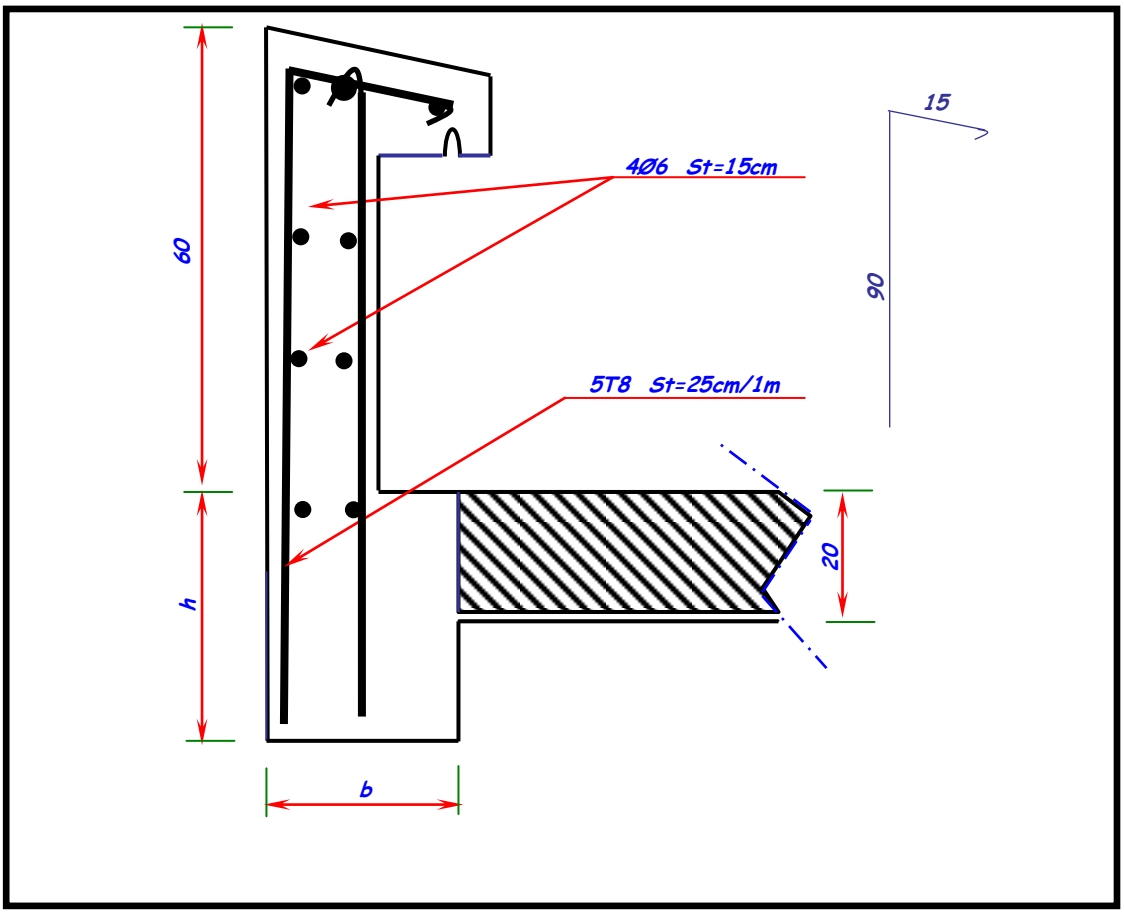


Figure III.2.Ferraillage de l'acrotère

III.2.Plancher corps creux :

Le plancher est de hauteur: $h_t = 16 + 4 = 20$ cm, il est constitué par un corps creux qui se repose sur des poutrelles préfabriquées de dimensions (20 x 65) cm².

III.2.1.Calcul des poutrelles:

On à deux types de poutrelles, le premier type a six travée et l'autre a quatre travées, le calcul des poutrelles s'effectue par deux étapes:

- ✓ Etape 1: avant coulage.
- ✓ Etape 2: après coulage.

A- Etape 1:

Cette étape consiste a enrober les armatures inférieurs par coulage du béton dans la partie inférieur, on aura comme résultat une section rectangulaire de (b x h) = (12 x 4) cm², généralement avec les armatures supérieurs de montage, la poutrelle est donc simplement appuyées, supportant son poids propre, le corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier.

Evaluation des charges et surcharges:

A-Charge permanente:

- Poids du corps creux: $G_1 = 0.65 \times 1 = 0.65$ KN/ml.
- Poids de la poutrelle: $G_2 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$ KN/ml.

Donc: $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.65 = 0.77$ KN/ml.

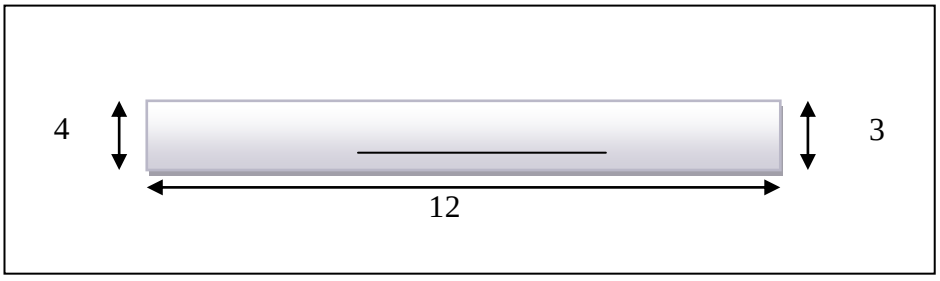


Figure III.3. Dimensionnement de la poutrelle

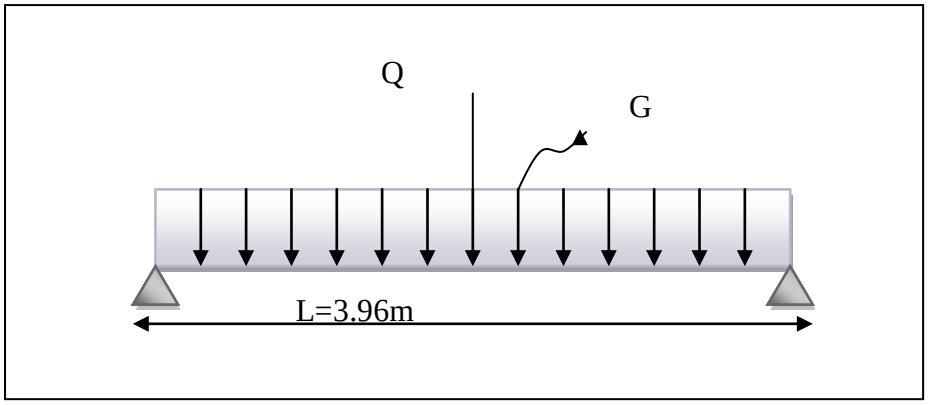


Figure III.4. Poutrelle avant coulage

B-Surcharge d'exploitation:

L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs:

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée] [1]

Q = Max [1 KN ; 500 x 3.90] → Q = 1.95 KN.

A l'E.L.U, on a: $M_G = \frac{G.L^2}{8} = \frac{0.77(3.96)^2}{8} = 1.46\,KNm$

$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 1.90\,KNm$

$M_u = 1.35\,M_G + 1.5\,M_Q = 4.82\,KNm$

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{4.82 \times 10^6}{120 \times 14.2 \times (30)^2} = 3.14 > \mu_l = 0.372$

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

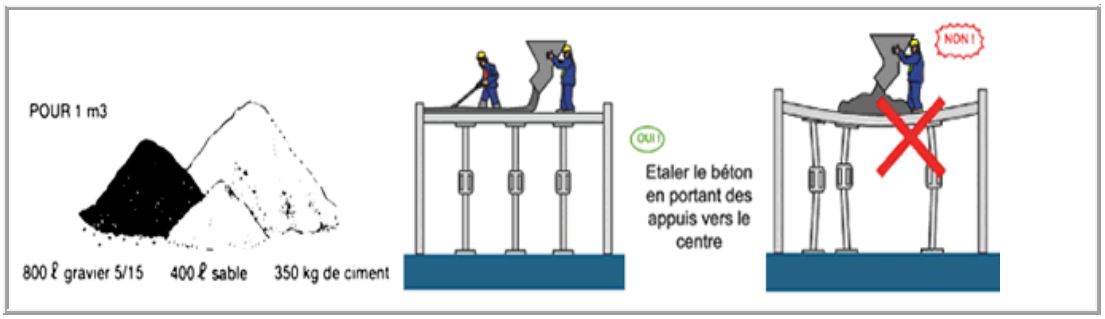


Figure III.5. Choix de disposition desétaiements

- **Calcul des étaiements:**

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

- Pour un seul étai au milieu :

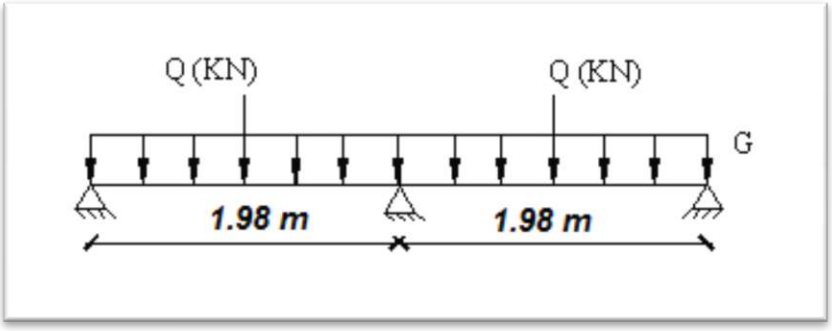


Figure III.6.Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 0.98 KN] = 1 KN

$M_G = 0.37\,KNm$

$M_Q = 0.49\,KNm$

$M_u = 1.24\,KNm$

$$\mu = \frac{1.24\times10^6}{120\times14.2\times(30)^2} = 0.809 > \mu_1 = 0.372 \quad (c.n.v)$$

On ajoute un autre étaiement.

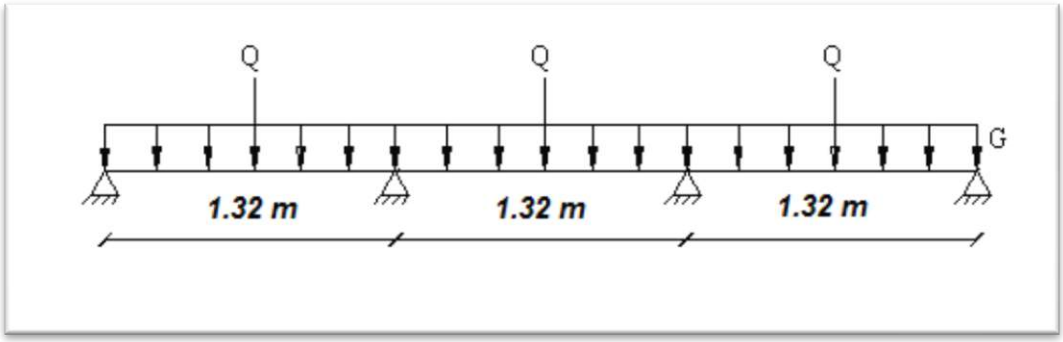


Figure III.7.Travée avecdeux étaisespacés de 1.32 m

G = 0.77 KN/ ml

Q = 1 KN/ml.

$M_G = 0.16\,KNm;$

$M_Q = 0.33\,KNm$

$M_u = 0.711\,KNm$

$\mu = 0.464 > \mu_1 = 0.372$ (c.n.v)

On ajoute un autre étaiement

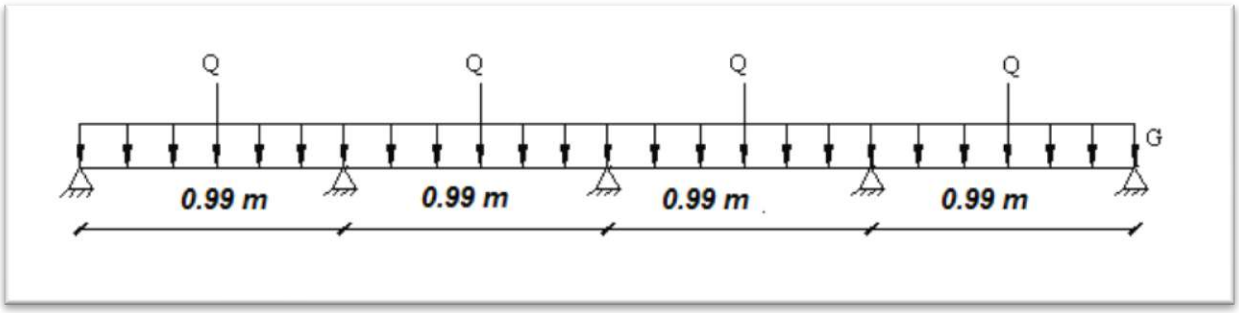


Figure III.8.Travée avec trois étais espacés de 0.99 m

G = 0.77 KN/ ml

Q = 1 KN/ml.

$M_G = 0.09\ KNm;$

$M_Q = 0.25\ KNm$

$M_u = 0.482\ KNm$

$\mu = 0.324 < \mu_l = 0.372$ (c.v)

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 99 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

b.<u>Après coulage :</u>

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

1 -<u>Méthode de calcul</u>:

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

2 -<u>Conditions d'application</u>:

1- $Q \leq Min\begin{cases}2.G \\ 5\,KN/m^2\end{cases}$ (c.v)

2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (c.v)

3-le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 ". (c.n.v)

4- La fissuration doit être peu nuisible. (c.v)

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode

- ✓ **Moment sur appuis**

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

- ✓ **Moment en travée**

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

Avec :

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

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;

(M_w ; M_e) : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w: charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;

q_e: charge répartie à droite de l'appuis considérée.

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

l'=l……pour une travée de rive

l'=0,8l……pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre

- ✓ **Effort tranchant**

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

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

3 -<u>Evaluation des charges et surcharges</u>:

<u>Plancherterrasse</u>: G = 6.32 x 0.65 = 4.11 KN/ml.

Q = 1 x 0.65 = 0.65 KNN/ml.

P_u= 6.53 KN/ml.

P_{ser} = 4.76 KN/ml

<u>Plancher courant</u>: G = 0.65 x 6 = 3.90 KN/ml.

Q = 1.5 x 0.65 = 0.98 KNN/ml.

P_u= 6.727 KN/ml.

P_{ser} =4.875 KN/ml

<u>Remarque</u>:

Le calcul du ferraillage se faitpour les poutrelles du Planche courant car la charged'exploitation et selon le nombre des travers.

On a troistypes des poutrelles à calculer:

a. Poutrelle à neuftravée:

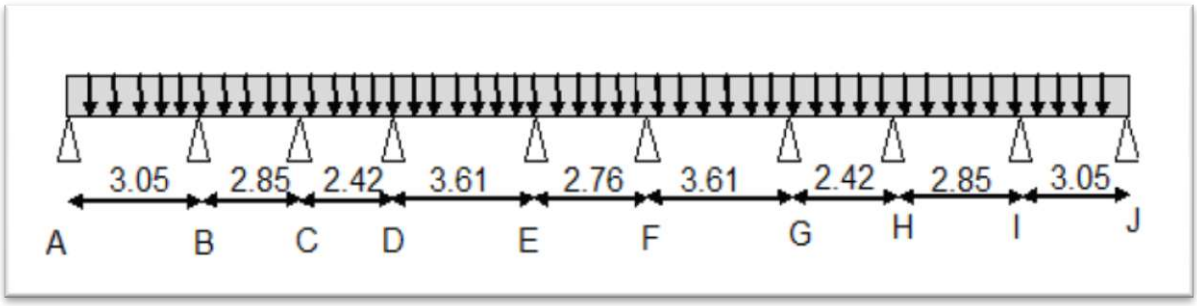


Figure III.9.Première type de poutrelle

b. Poutrelle à septtravées:

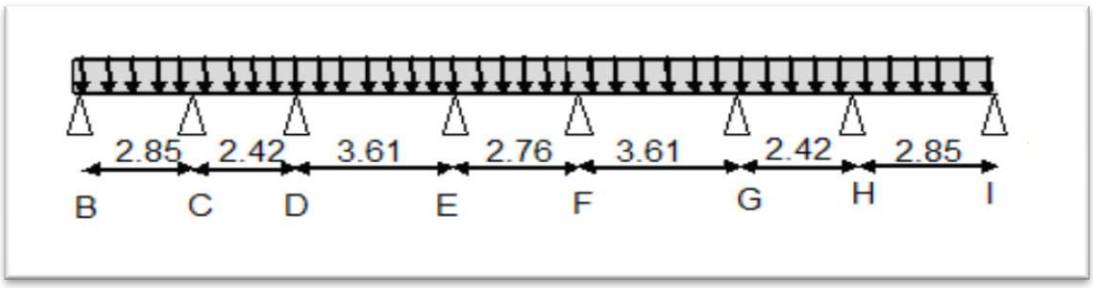


Figure III.10.Deuxième type de poutrelle

c. Poutrelle à troistravées:

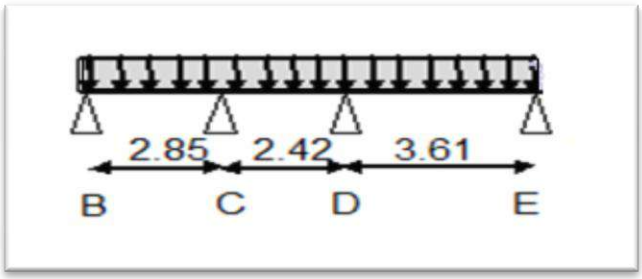


Figure III.11.Troisième type de poutrelle

1°) Première type

1/ ELU:

Tableau III-1. Moment fléchissant et efforttranchantdu 1ier type des poutrelles à l'ELU

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	7.82	1.17	7.36	5.97	10.72	-9.8
B-C	6.83	3.24	5.97	3.31	8.36	-10.79
C-D	4.92	0.73	3.31	5.15	7.36	-8.89
D-E	10.96	5.71	5.15	5.34	12.06	-12.19
E-F	5.99	0.65	5.34	5.34	8.97	-8.97
F-G	10.96	5.71	5.34	5.15	12.19	-12.06
G-H	4.92	0.73	5.15	3.31	8.89	-7.36
H-I	6.83	3.24	3.31	5.97	10.79	-8.36
I-J	7.82	1.17	5.97	7.36	9.8	-10.72

2/ ELS:

Tableau III-2. Moment fléchissant à l'E.L.S .du 1ier type des poutrelles

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5.67	0.85	5.34	4.33
B-C	4.95	1.36	4.33	2.40
C-D	3.75	0.53	2.40	3.74
D-E	7.94	4.12	3.74	3.90
E-F	4.34	0.44	3.90	3.90
F-G	7.94	4.12	3.90	3.74
G-H	3.57	0.53	3.74	2.40
H-I	4.95	1.63	2.40	4.33
I-J	5.67	0.85	4.33	5.34

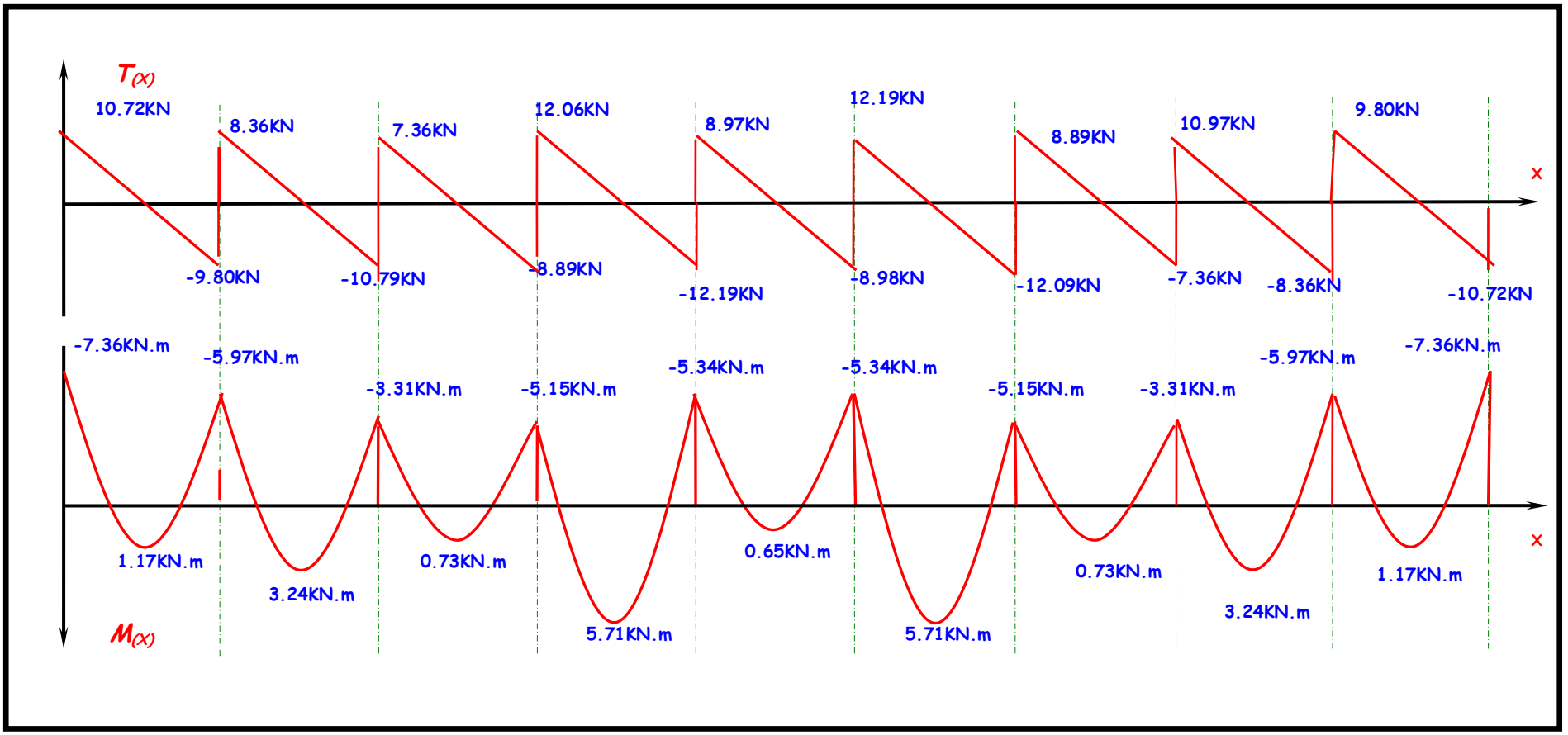


Figure III.12.Diagramme des efforts tranchants et moments du 1ier type des poutrelles à l'ELU

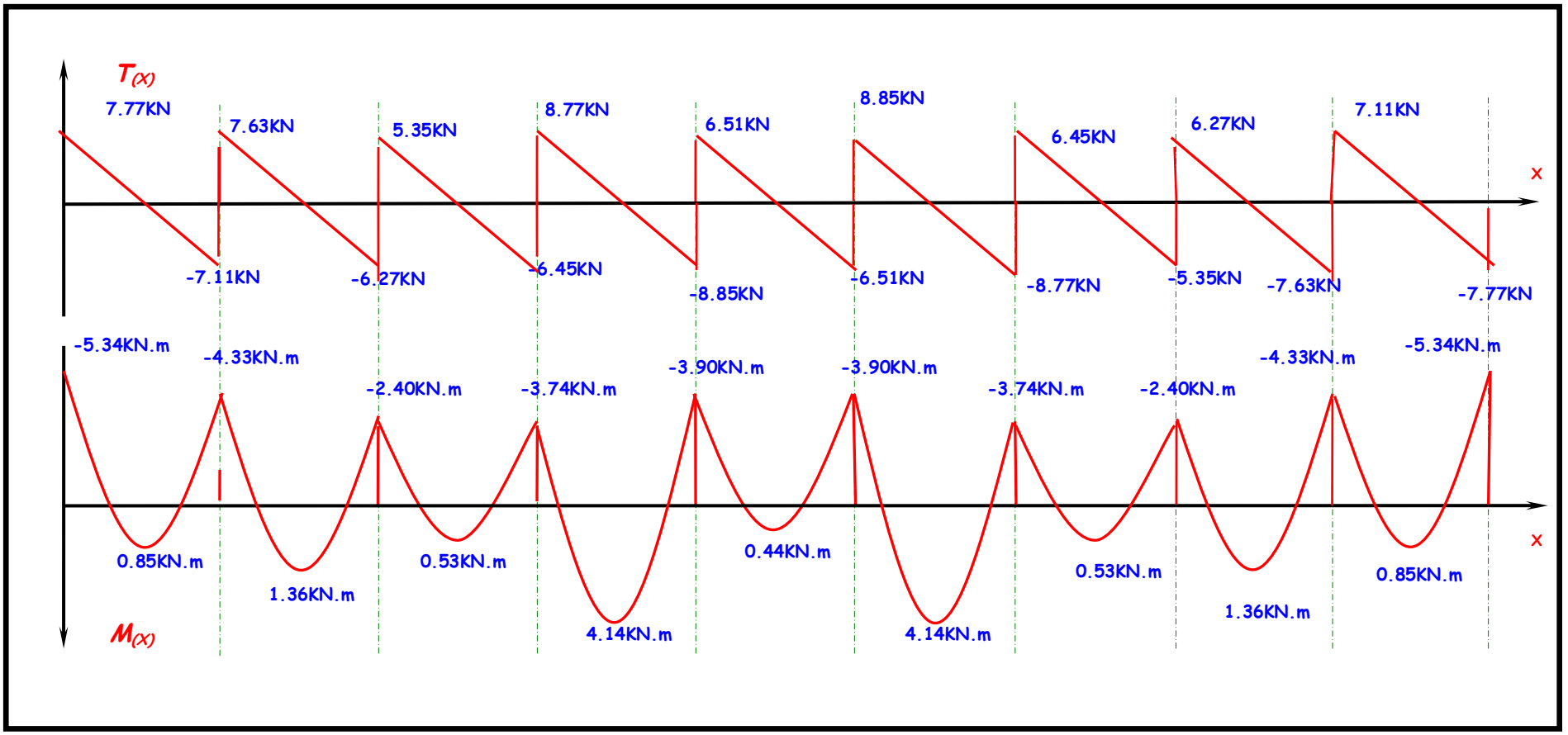


Figure III.13.Diagramme des efforts tranchants et moments du 1ier type des poutrelles à l'ELS

2°) <u>Poutrelle à septtravées</u>:

1/ ELU:

Tableau III-3. Moment fléchissant et efforttranchantdu 2éme type des poutrelles à l'ELU

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
B-C	6.83	0.68	7.38	5.03	10.41	-8.77
C-D	4.92	-0.17	5.03	5.15	8.09	-8.19
D-E	10.96	5.71	5.15	5.34	12.09	-12.19
E-F	5.99	0.65	5.34	5.34	8.98	-8.98
F-G	10.96	5.71	5.34	5.15	12.19	-12.09
G-H	4.92	-0.17	5.15	5.03	8.19	-8.09
H-I	6.83	0.68	5.03	7.38	8.77	-10.41

2/ ELS:

Tableau III-4. Moment fléchissant à l'E.L.S .du 2éme type des poutrelles

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
B-C	4.95	0.49	5.39	3.68
C-D	3.57	-0.19	3.68	3.90
D-E	7.94	4.07	3.90	3.97
E-F	4.34	0.41	3.97	3.97
F-G	7.94	4.07	3.97	3.90
G-H	3.57	-0.19	3.90	3.68
H-I	4.95	0.49	3.68	5.39

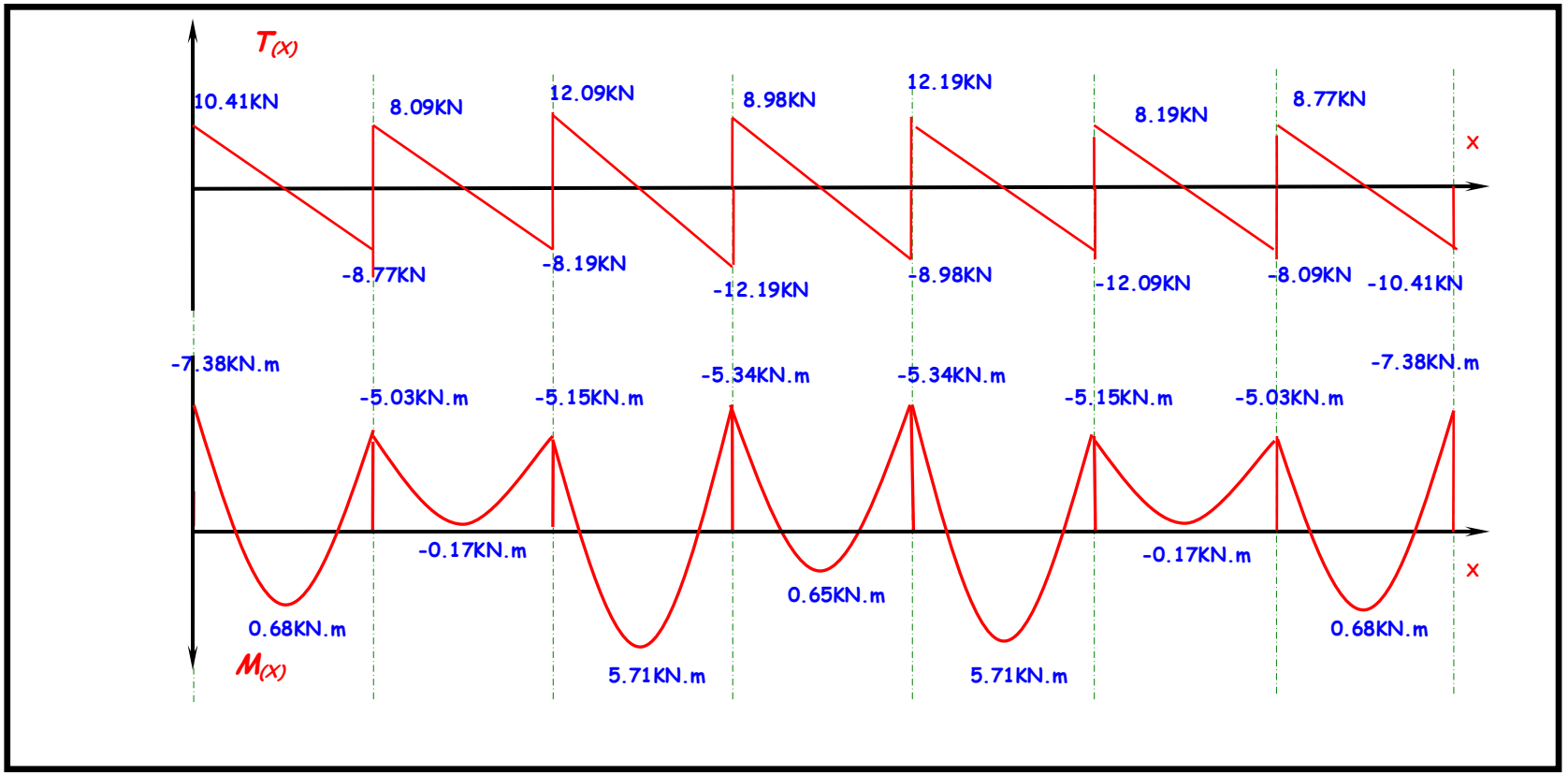


Figure III.14.Diagramme des efforts tranchants et moments du 2éme type des poutrelles à l'ELU

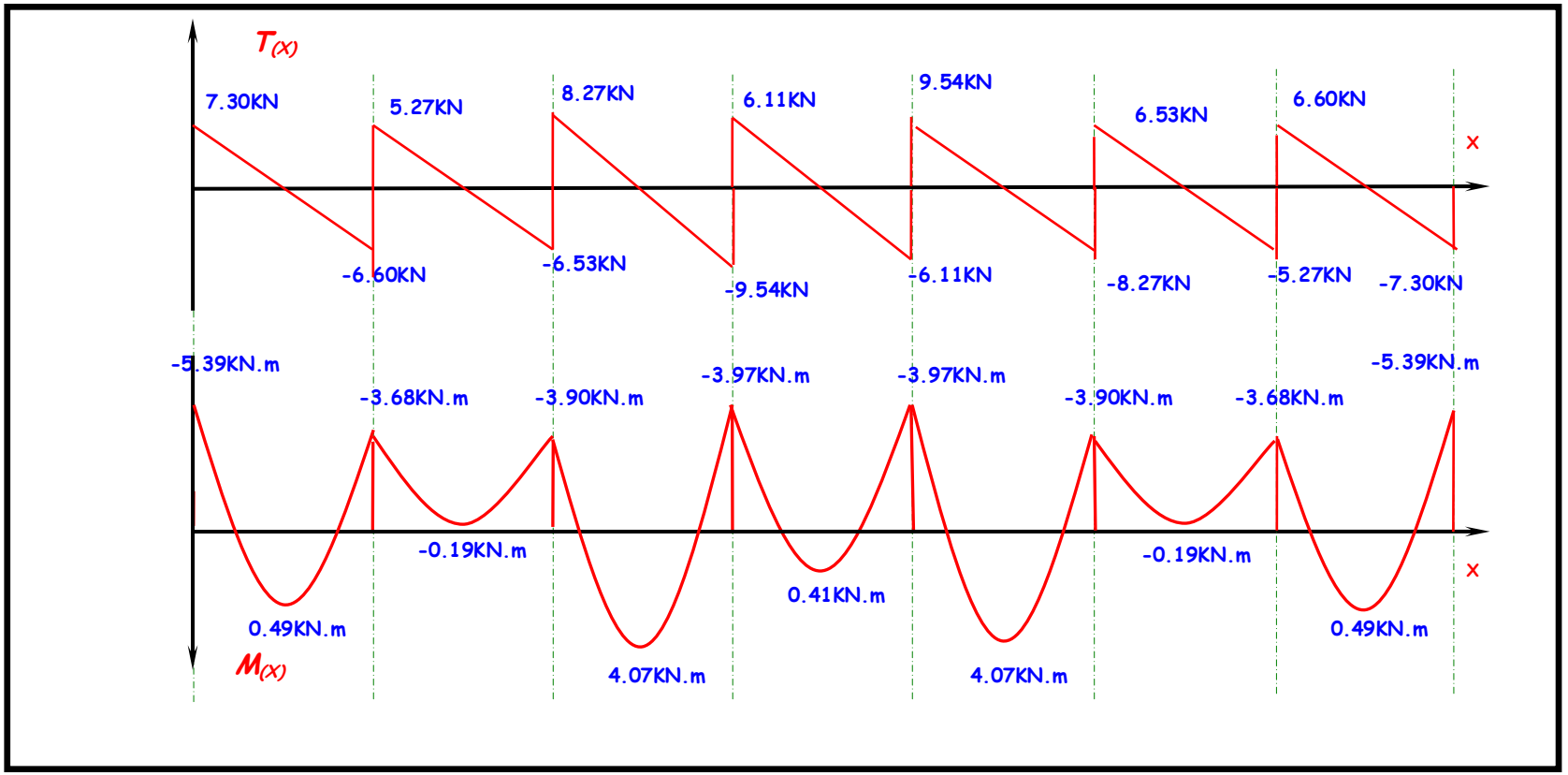


Figure III.15.Diagramme des efforts tranchants et moments du 2éme type des poutrelles à l'ELS

3°) <u>Poutrelle à troistravées</u>:

1/ ELU:

Tableau III-5. Moment fléchissant et efforttranchantdu 3éme type des poutrelles à l'ELU

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
B-C	6.83	1.12	6.43	5.03	10.08	-9.10
C-D	4.92	-1.37	5.03	7.75	7.02	-9.26
D-E	10.96	1.97	7.75	6.43	11.69	-12.85

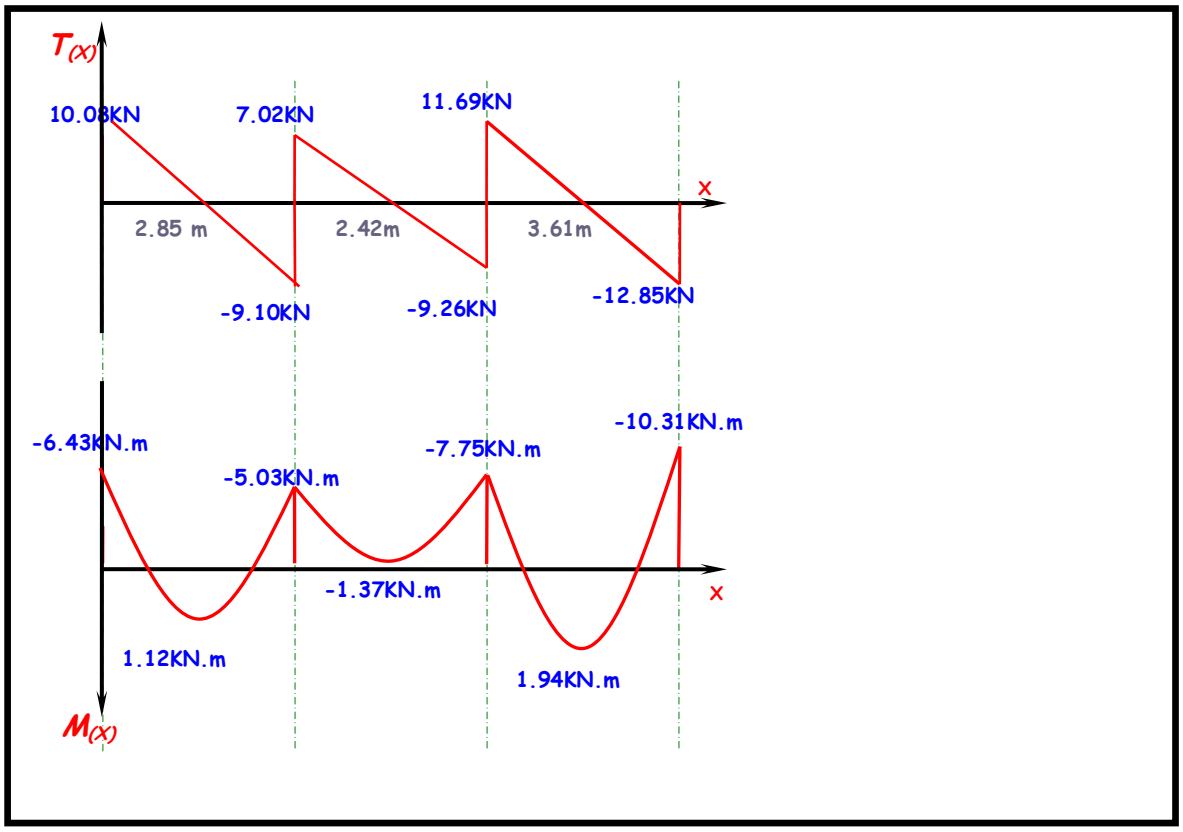


Figure III.16.Diagramme desefforts tranchants et moments du 3éme type des poutrelles à l'ELU

2/ ELS:

Tableau III-6. Moment fléchissant à l'E.L.Sdu 3éme type des poutrelles

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
B-C	4.95	0.80	4.66	3.65
C-D	3.57	-0.80	3.65	5.17
D-E	7.94	1.67	5.17	4.66

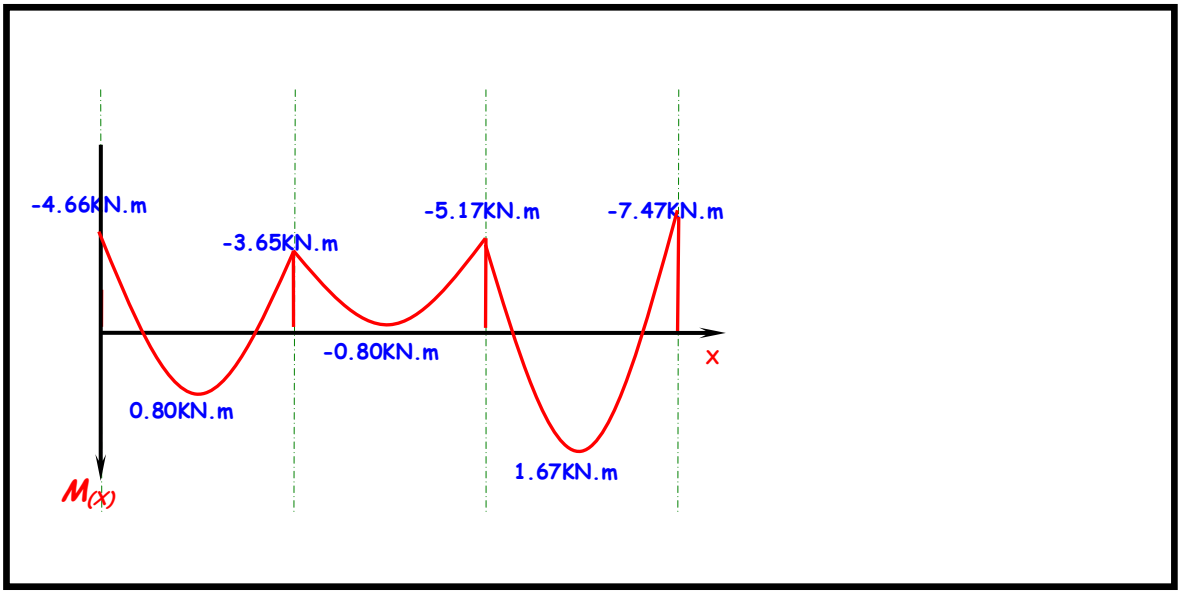


Figure III.17. Diagramme des moments du 3éme type des poutrelles à l'ELS

4. <u>Ferraillage de la poutrelle:</u>

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 :

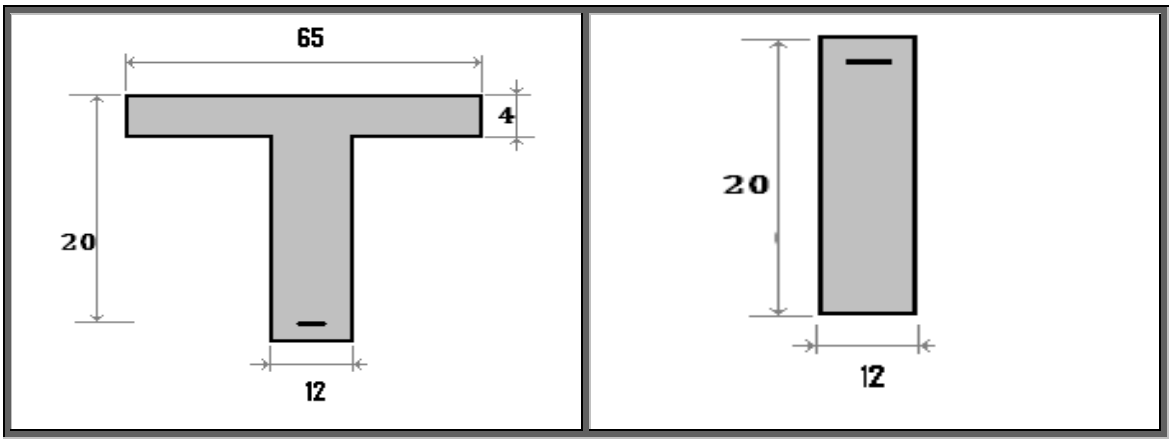


Figure III.18. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages

Entre les deuxtravées; on a:

$M_{tu}^{max} = 5,71 KN.m$

$T^{max} = 12,19 KN$

a) <u>Armatures longitudinales</u>:

Béton: f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc}= 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

b = 65 cm ; h = 20 cm ; d = 18 cm ; h_0 =4cm ; b_0 = 12 cm.

Acier: FeE400; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

<u>Position de l'axe neutre</u>: [1]

$M_{tu}^{max} = 5,71 \text{KNm}$

$$M_o = b.h_o.\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_o}{2}\right)$$

$M_o = 59,07 KN.m$

$M_o = 59,07 \text{ KNm} > M_{tu}^{max} = 5,71 \text{KNm}$

$M_o > M_{tu}^{max} \Rightarrow$L'axe neutre est dans la table de compression (étude d'une section rectangulaire).

ELU :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5.71 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.020 < \mu_l = 0.392$$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.990 $\Rightarrow$ A= $\frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 0.92 cm².

Tableau III-7: Détermination des sections d'acier des poutrelles

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)
En travée	5.71	0.020	0.0252	0.990	0.92	0
En appuis	7.75	0.026	0.0330	0.987	1.25	0

En travée : on adopte : A = 3 T 10 = 2.35 cm²

Aux appuis : on adopte : A = 1 T 12 et 1 T 10 = 1.91 cm²

Conditions de non fragilité : (CBA93)

En travée :

A = 2.35cm² > A_{min} = $\frac{B}{1000}$ = 1.30 cm² **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 2.35 cm².

Aux appuis :

A=1.91 cm² > A_{min}= $\frac{B}{1000}$=0.24 cm²**(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 1.91 cm².

a.1)Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = 0.564\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$$\tau_u = 0.564\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \ldots\ldots \text{(c.v)}$$

a.2) Vérification au voisinage de l'appui : [1]

Appui de rive : $\frac{2\times T_u}{b_o \times a} \le 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ d'où $T_u \le 0{,}4\times a\times b_o\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$a = \min[b-2-c;0{,}9d] = 16.2cm$

$T_u = 11{,}96KN < 129{,}6KN$ ……..(c.v)

Appuis intermidiaire :

$|M_u| > 0{,}9\times T_u \times d \Rightarrow |M_u| = 5{,}97KN.m > 1{,}94KN.m$…….(c.v)

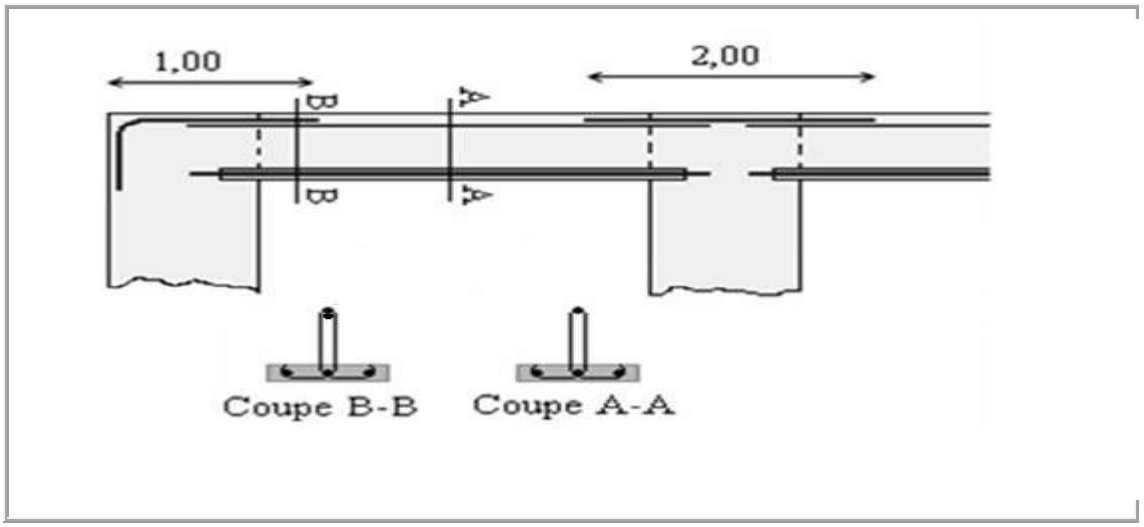


Figure III.19. Disposition constructive des armatures

b) Les armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales :**

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

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

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

Avec :

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

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35} = 0{,}571\,\text{cm}\,; 1\,\text{cm}\,; \frac{b_0}{10} = 1.2\,\text{cm}\right] = 0.571\,\text{cm}$$

. On adopte $\phi_t = 6\,mm \Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0{,}56 cm^2$

d 'espacement

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

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

- **section minimal d'armatures transversales :**

$$A_{t\min} \geq \frac{0.4 x b_0 x S_t}{Fe} = \frac{0.4 x 120 x 150}{235} = 0.30\ cm^2$$

$A_t = 0.56\ cm^2 \rangle A_{t\min} = 0.3\ cm^2$

b.1) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il faut vérifier la relation suivante :

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

$S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0) > 0$ donc l'axe neutre est la table de compression.La vérification se fait dans le tableau suivant :

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 6.95 \text{c m}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 14204.85 \text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5.17.10^6}{14204{,}85.10^4} = 0{,}036 \ N/mm^3$$

$$\sigma_b = k_1.Y_1 = 0{,}036.6{,}95 = 0{,}25 \ MPa$$

Tableau III-8:Vérification de la contrainte à l'E.L.S

	M_{ser}(KNm)	A(cm^2)	y (cm)	I (cm^4)	K	σ_b	$\overline{\sigma}_b$
Appuis	5.17	1.91	6.95	14204.85	0.036	0.25	15
travée	4.12	2.35	7.09	14762.65	0.028	0.20	15

b.2)<u>Vérification de la flèche</u>: [1]

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$1- \quad \frac{h}{L_x} = 0.0554 \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_x} = 0.034 \ldots\ldots\ldots (c.v)$$

$$2- \quad \frac{h}{L_x} = 0.0554 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \ldots\ldots\ldots\ldots (c.v)$$

$$3- \quad \frac{A}{b_0.d} = 0.011 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (c.n.v)$$

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

<u>Évaluation détaillée de la flèche :</u>

Tableau III.9. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
4.12	2.35	7.097	0.0108	0.857	113.65	0.56	3.806	1.528
I (cm^4)	I_{fi}(cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
20003.24	$10.14*10^3$	$10.8*10^3$	3.63	1.66	4.68	3.02	7.26	C.V

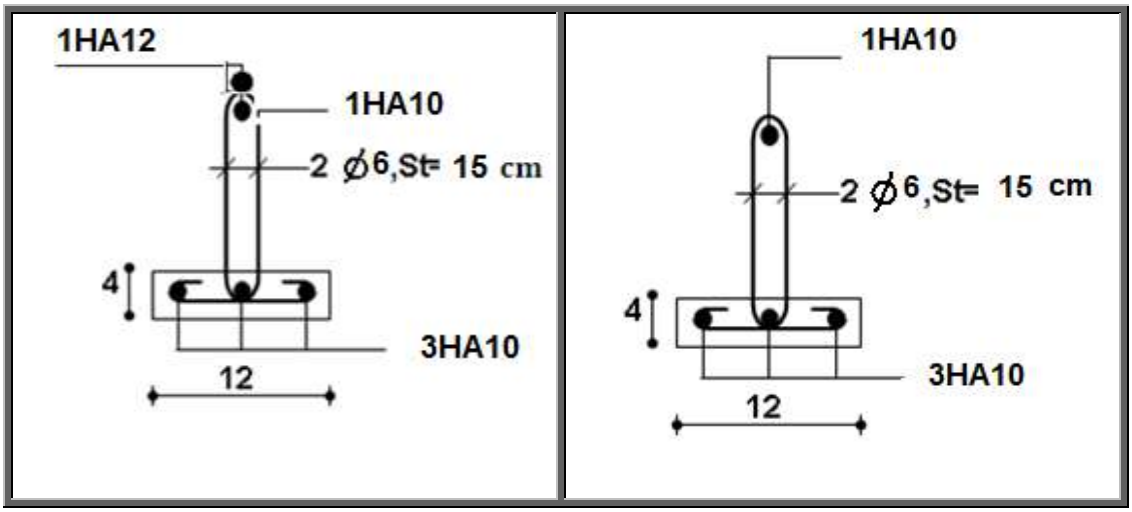


Figure III.20. Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.2.2. La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 m entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

$$a1 \leq 20 \text{ cm}$$

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

$$a2 \leq 33 \text{ cm}$$

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnéepar :

$$A_{\perp} \geq \begin{cases} 200/fe(MPa) & \text{si } L \leq 50 \text{ cm} \\ 0.02.L.\dfrac{200}{f_e} = \dfrac{4.L}{f_e} & \text{si } 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 m dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m.
- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} = 0.5\ cm^2/ml$$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.25\ cm^2/ml$$

On choisira: $A_{\perp} = 5\varphi 5 = 0.98\,cm^2$, esp = 20 cm.

$A_{//} = 4\varphi 5 = 0.78\,cm^2$, esp = 25 cm

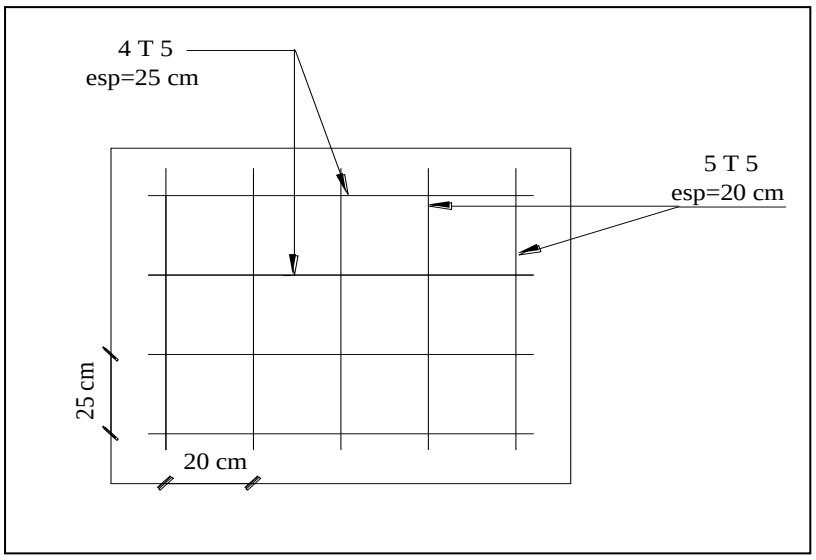


Figure III.21. Disposition des armatures de la table de compression

III.3.Etude des escaliers

Introduction :

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre, La longueur des marches s'appelle l'emmarchement(L), la largeur s'appelle giron(g) et la hauteur c'est la contre marche (h).

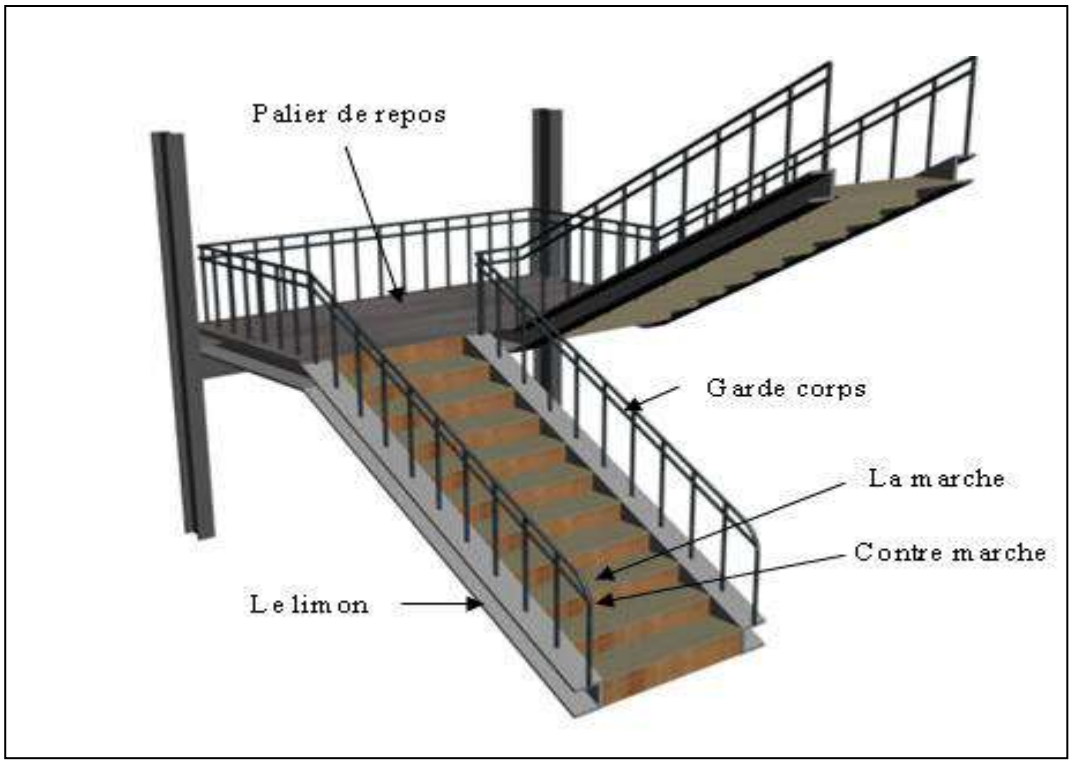


Figure III.22. Vue de l'escalier

3-1 Terminologie :

La volée : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

La paillasse : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

Le jour : c'est la largeur en plan du vide entre deux volée parallèles.

La marche : c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

La contre marche : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

L'emmarchement : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
Le collet : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.

La foulée : c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

La ligne de foulée : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'emmarchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'emmarchement.

Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier fonction de la longueur L (entre appui) = 3,45 m

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \Leftrightarrow 9{,}86\ cm \le e \le 11{,}5\ cm$ On choisit $e_{palier} = e_{paillasse} = 15$ cm (*).

3-2 Dimensionnement:

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h), on utilise la formule de « Blondel » :

$59\ cm \le g+2.h \le 66\ cm$

Avec :

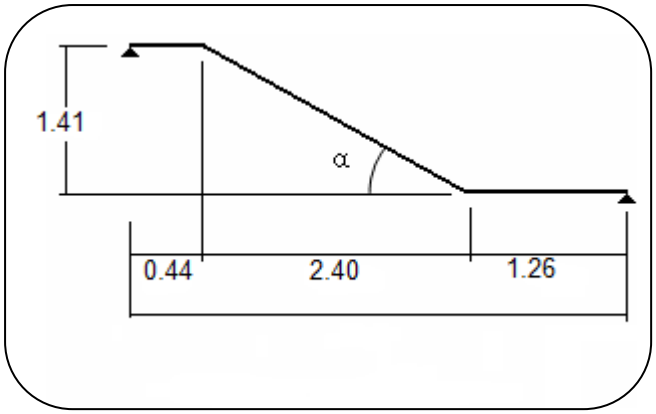
$H = n.h$ et $L = (n-1).g$

g : largeur d'une marche.

h : hauteur d'une contre marche.

n : nombre des contre marches

n-1 : nombre des marches



H = 1, 41 m

L = 2, 40 m α = Arctg (H/L) = 27^0

On prend : g+2.h = 64 cm

$$2.\frac{H}{n}+\frac{L}{n-1}=64$$

$$2.H.(n-1)+L.n=64.n.(n-1)$$

$$64.n^2-(64+2.H+L).n+2.H=0$$

$$avec:\ 2.H+L=2.141+240=522\,m \quad \text{et} \quad 2.H=282\,m$$

$$64.n^2-629.n+286=0$$

la résolution de l'équation donne:

$n_1 = 9{,}35$

$n_2 = 0{,}49$

On adopte : n = **10**, $h=\frac{H}{n}=\frac{141}{10}=14{,}1\,cm$, et $g=\frac{L}{n-1}=\frac{240}{9}=26{,}67$ cm

On choisit : **h = 15cm** et **g =30cm**

3-3 Evaluation des charges :

Charges permanentes G (Paillasse) :

Tableau III-10 :Charges permanentes G (Paillasse)

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de paillasse	$\frac{e}{\cos\alpha}=0{,}17$	25	4.25
2	Poids propre de la marche	$\frac{h}{2}=0{,}075$	25	1,87
3	carrelage	0,02	20	0,40
4	lit de sable	0,03	18	0,54
5	Mortier de pose	0,02	20	0,40
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			∑	7.82

Surcharges d'exploitation Q :

Q = 2,5 KN/m^2

Charges permanentes G (Palier) :

Tableau III-11:Charges permanentes G (Palier)

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de palier	0,15	25	3,75
2	carrelage	0,02	20	0,40
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			∑	5,45

Surcharges d'exploitation Q :

Q = 2,5 KN/m^2

3-3-1Prémier type

3-3-1.a Combinaison des charges :

Tableau III-12:Combinaison des charges de 1^{ier} type

	G KN/m^2	Q KN/m^2	E.L.U	E.L.S
			1,35.G+1,5.Q KN/m^2	G+Q KN/m^2
Palier	5,45	2,5	11,10	7.95
Paillasse	7.82	2,5	14,31	10,32

3-3-1.b Détermination des efforts :

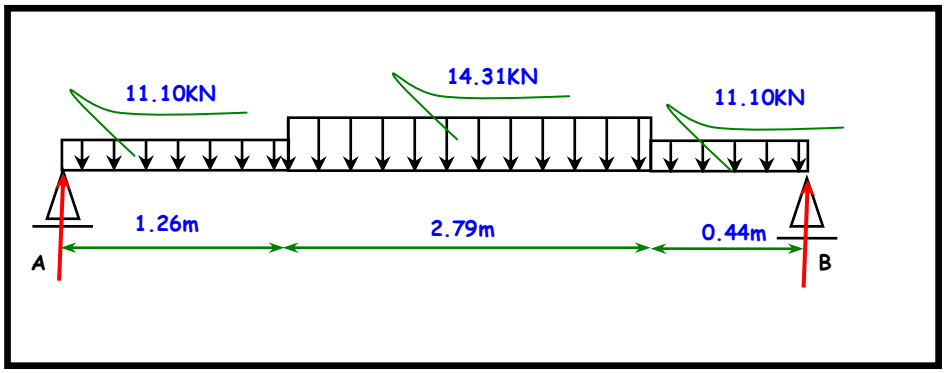


Figure III.23.Schéma statique de l'escalierà l'ELU de 1ier type

L'E.L.U :

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 28,62 KN

R_B = 30,16 KN

Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 28{,}62.x - 5{,}61.x^2 & x \in [0;1{,}26[\\ M(x) = 27{,}25 - 14{,}63.x - 7{,}15.x^2 & x \in [0;2{,}79[\\ M(x) = 12{,}6 - 25.29x - 5{,}55.x^2 & x \in [0;0{,}44[\end{cases}$$

$$T_u(x):\begin{cases} T(x) = 28{,}26 - 11{,}1.x & x \in [0;1{,}26[\\ T(x) = 14{,}63 - 14{,}31.x & x \in [0;2{,}79[\\ T(x) = -25{,}28 - 11{,}1.x & x \in [0;0{,}44[\end{cases}$$

M_{max} = 34,74KN.m à x = 2,28 m

T_{max} = 28,62 KN à x = 0 m

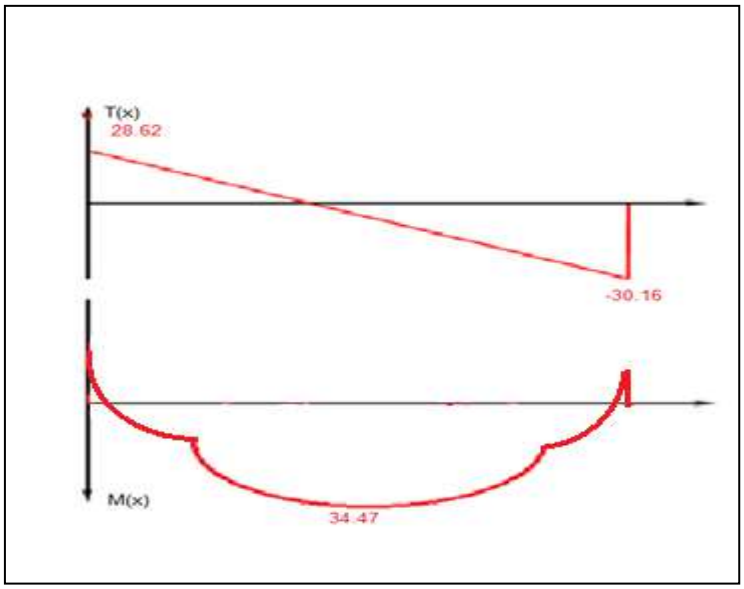


Figure III.24.Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U de 1ier type

On concéder les appuis comme des semi encastrement

Donc :

L'E.L.S :

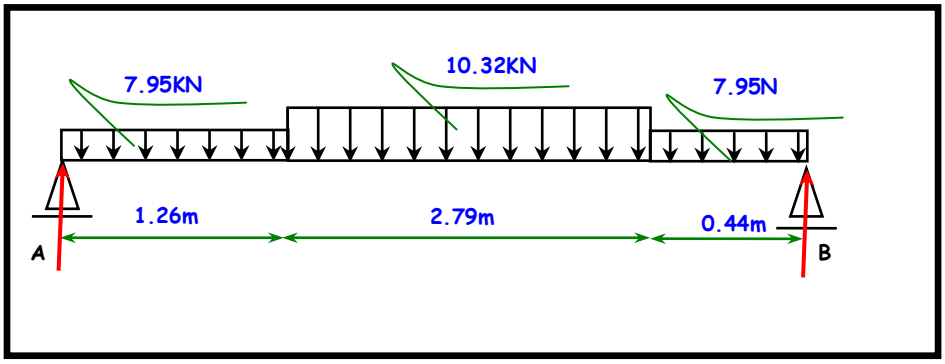


Figure III.25.Schéma statique de l'escalierà l'ELS de 1iertype

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 20,47 KN

R_B = 21,73 KN

Moment fléchissant :

$$M_{ser}(x):\begin{cases} M(x) = 20{,}57.x - 3{,}975.x^2 & x \in [0;1{,}26[\\ M(x) = 19{,}6 + 10{,}55.x - 5{,}16.x^2 & x \in [0;2{,}79[\\ M(x) = 9{,}05 - 18{,}23.x - 3{,}975.x^2 & x \in [0;0{,}44[\end{cases}$$

$$T_{ser}(x):\begin{cases} T(x) = 20{,}75 - 7{,}95.x & x \in [0;1{,}26[\\ T(x) = 10{,}55 - 10{,}32.x & x \in [0;2{,}79[\\ T(x) = -18{,}23 - 7{,}95.x & x \in [0;0{,}44[\end{cases}$$

M_{max} = 25 KN.m à x = 2,28 m

T_{max} = 10,55 KN à x = 0 m

Récapitulation :

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

Moment en travée: $M_t = 0.85\,M_{max} = 0.85 \times 34.74 = 30\ \text{KN m}$

Moment en appuis: $M_a = 0.60\,M_{max} = 0.60 \times 34.74 = 20.84\text{KN m}$

Tableau III-13:Les Moment et les L'effort tranchant de1^{ier}type

	Moment en travée (KN.m)	Moment au appui (KN.m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	30	20,84	28,62
E.L.S	21 ,25	15	10,55

3-3-1.c Calcul de ferraillage :

Le ferraillage sera fait en flexion simple avec (b.h) = (100. 15) cm^2.

Les dimensions de l'élément étudié, les sollicitations agissantes maximales, ainsi que les résistances Caractéristiques des matériaux sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-14:Les résistances Caractéristiques des matériaux de1ier type

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
B	100	cm	M_u	30	KN.m	F_{c28}	25	MPa
H	15	cm	M_{ser}	21,25	KN.m	fe	400	MPa
C	2,5	cm	Situation durable					
C'	2,5	cm						

$$\overline{\sigma_b} = \frac{0{,}85.F_{c28}}{\theta.\gamma_b} = \frac{0{,}85.25}{1.1{,}5} \approx 14{,}2\ MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{30.10^3}{14{,}2.100.14{,}5^2} = 0{,}135$$

$$\mu < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0 \quad \rightarrow \beta = 0{,}928 \ , \varepsilon_s = 10\,‰ > \varepsilon_l = 1{,}739\,‰ \quad \Rightarrow \sigma_s = \overline{\sigma_s} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\ Mpa$$

$$A = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{30.10^6}{0{,}928.125.348} = 743{,}16\ mm^2 = 7{,}43\ cm^2$$

$$choix\ des\ barres : A \equiv\ 7HA10\ = 7{,}92\ cm^2$$

$$A_{\min} = \frac{b.h}{1000} = \frac{100.15}{1000} = 1{,}5\ cm^2$$

Donc : $A > A_{min}$

Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{(-15.A + \sqrt{(225.A^2 + 30.b.A.d)}}{b} = \frac{(-15.7{,}92 + \sqrt{(225.(7{,}92)^2 + 30.100.7{,}92.12{,}5)}}{100} = 4{,}39\ cm$$

Calcul du moment quadratique de la section homogène :

$$I_G = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{100.(4{,}39)^3}{3} + 15.7{,}92.(12{,}5 - 4{,}39)^2 = 10633{,}88\ cm^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{21{,}25.10^6}{10633{,}88.10^4} = 0{,}1998 \quad N/mm^3$$

$\sigma_b = k_1.Y_1 = 0{,}1998.43{,}9 = 8{,}7\ MPa$

$\sigma_s = 15.k_1.(d - Y_1) = 15.0{,}1998.(125 - 43{,}9) = 243{,}09 MPa$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$\overline{\sigma_b} = 0{,}6.F_{c28} = 0{,}6.25 = 15\ MPa$

Acier : *fissuration peu nuisible* $\rightarrow$ *aucun vérification à faire*

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ *donc l' état limite de service est satisfait*

Tableau III-15:récapitulatif des résultats

Dimensionnement aux états limites ultimes						
Résultats intermédiaires			Sections			
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	
μ	0,135	Sans	A	7,92	cm^2	
			Choix : 7 HA12			
Vérification aux états limites de service						
Résultats intermédiaires			Contrainte			Contrainte limite
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
Y_1	4,39	cm	$б_b$	10,54	MPa	$\overline{\sigma_b}$	15	MPa
I_G	10633,88	cm^4						

L'espacement :

$S_t = \frac{100}{7} = 14{,}28\ cm\ on\ prend\ S_t = 14.50\ cm$

l'espacement maximal : $s_{p\ max} \leq Min\left[3.h, 33\ cm\right] = 33\ cm$

l'espacement minimal : $s_{p\ min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm < s_t = 14,5 cm <33 cm (c'est vérifie).

Et on vérifie la 1ere barre à une distance

De5 cm de rive 5 cm> 2,5 cm

Armatures de répartitions :

$$A_{rep} \geq \frac{A}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,92\ cm^2 \rightarrow (\phi_{rep} \leq \phi) \quad A_{rep} \equiv 4\,HA8 = 2,01\,cm^2 / \text{ml}$$

$$S_{t\ rep} = \frac{100}{4} = 25\ cm\ on\ prend\ S_t = 25\,cm$$

l'espacement maximal : $s_{p\ \max} \leq Min[4.h, 45\ cm] = 45\ cm$

l'espacement minimal : $s_{p\ \min} = 2,5\ cm$

2,5 cm< $s_{t\ rep}$ = 20 cm<42 cm (c'est vérifie).

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{20,84.10^3}{14,2.100.(12,5)^2} = 0,093$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \quad \rightarrow \beta = 0,952 \ , \varepsilon_s = 10\,‰ > \varepsilon_l = 1,739\,‰ \quad \Rightarrow \sigma_s = \overline{\sigma_s} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\ Mpa$$

$$A = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{20,84.10^6}{0,952.125.348} = 503,24\,mm^2 = 5,03\,cm^2$$

choix des barres : $A \equiv 7HA10 = 5,49\ cm^2$

$$A_{\min} = \frac{b.h}{1000} = \frac{100.15}{1000} = 1,5\ cm^2$$

Donc : $A > A_{\min}$

Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{(-15.A + \sqrt{(225.A^2 + 30.b.A.d)}}{b} = \frac{(-15.5,49 + \sqrt{(225.5,49^2 + 30.100.5,49.12,5)}}{100} = 3,79\,cm$$

Calcul du moment quadratique de la section homogène :

$$I_G = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{100.(3,79)^3}{3} + 15.3,79.(12,5 - 3,79)^2 = 8062,073\,cm^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{15.10^6}{8062,073.10^4} = 0,186 \quad N/mm^3$$

$$\sigma_b = k_1.Y_1 = 0,186.37,9 = 7,05\ MPa$$

$$\sigma_s = 15.k_1.(d - Y_1) = 15.0,186.(125 - 37,9) = 243,01\ MPa$$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$\overline{\sigma_b} = 0{,}6.F_{c28} = 0{,}6.25 = 15\,MPa$

Acier : *fissuration peu nuisible* $\rightarrow$ *aucun vérification à faire*

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ *donc l' état limite de service est satisfait*

Tableau III-16:récapitulatif des résultats a répartitions

Dimensionnement aux états limites ultimes								
Résultats intermédiaires			Sections					
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités			
μ	0,093	Sans	A	5,49	cm^2			
			Choix : 7 HA10					
Vérification aux états limites de service								
Résultats intermédiaires			Contrainte			Contrainte limite		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
Y_1	4,79	cm	$б_b$	6,98	MPa	$\overline{\sigma_b}$	15	MPa
I_G	8062,073	cm^4						

L'espacement :

$S_t = \frac{100}{7} = 14{,}28\ cm$ on adopte : $S_t = 15\ cm$

l'espacement maximal : $S_{p\ max} \leq Min[3.h, 33\ cm] = 33\ cm$

l'espacement minimal: $S_{p\ min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm< s_t = 15 cm<33 cm (c'est vérifie).

Et on vérifie la 1ere barre à une distance de 5 cm de rive

5 cm >2,5 cm

Armatures de répartitions :

$A_{rep} \geq \frac{A}{4} = \frac{5{,}49}{4} = 1{,}37\ cm^2 \rightarrow (\phi_{rep} \leq \phi)$ $A_{rep} \equiv 5\phi 8 = 2{,}31\,cm^2/ml$

$$S_{t\ rep} = \frac{100}{5} = 20\ cm$$

$$l'espacement\ \max imal : s_{p\ \max} \le Min\left[4.h, 45\ cm\right] = 45\ cm$$

$$l'espacement\ \min imal: s_{p\ \min} = 2{,}5\ cm$$

2,5 cm< $s_{t\ rep}$ = 20 cm< 45 cm (c'est vérifie).

3-3-1.d Vérification d'effort tranchant :

$$\overline{\tau_u} = Min\left\{0{,}2.\frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right\} = 3{,}33\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{28{,}62.10^3}{1000.125} = 0{,}23\ MPa < \overline{\tau_u} \quad c'est\ vérifie$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton seul résiste bien au cisaillement, mais pour le montage des nappes on met des epingles de nombre 4/m^2 et de diamètre ϕ8

3-3-1.e Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L_x} \ge \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{16}{470} = 0.034 \ge \frac{30}{10x34.74} = 0.086 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \le \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{7.92}{100\times 12{,}5} = 0.0063 \le \frac{4.2}{400} = 0.0105 \qquad (c.v)$$

Calcule de la flèche :

Dans le calcul des poutres simplement appuyées ou continues et des bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée, on a:

- pour les flèches aux charges instantanées:

$$F_i = \frac{M_t.L^2}{10 E_i I_{fi}} \text{ Avec } E_i = 11000\left(f_{c28}\right)^{1/3} = 32164{,}2$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu} \text{ Avec } \lambda_i = \frac{0.05\, f_{c28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\begin{cases} \mu = 1 - \dfrac{1.75\, f_{c28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{c28}} & \text{si} \quad \mu \geq 0 \\ \mu = 0 & \text{si} \quad \mu \leq 0 \end{cases}$$

- pour les flèches aux charges de longues durées:

$$F_v = \frac{M_t.L^2}{10 E_v.I_{fv}} \text{ Avec } E_v = \frac{E_i}{3} = 10721{,}40 \quad \text{et} \quad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + 0.4\,\lambda_i.\mu}$$

L: longueur de travée.

I_0: le moment d'inertie de la section totale homogène.

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction en" MPa ".

σ_s: la contrainte de traction effective de l'armature $\sigma_s = 15\dfrac{M_{ser}}{I}(d - y)$ [2]

ρ: le pourcentage d'armature égal à: $\dfrac{A}{b_0.d}$

M: moment de service maximal dans la travée " M_{ser}".

- pour les éléments supports sur deux appuis:

$$\begin{cases} \bar{F} = \dfrac{L}{500} & \text{si} \quad L \leq 5\text{m} \\ \bar{F} = 0.5 + \dfrac{L}{500} & \text{si} \quad L > 5\text{m} \end{cases} \quad \textbf{[1]}$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\dfrac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 7{,}42\text{ m}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b}{3}\left[y^3 + (h - y)^3 + 15A(y - d)^2\right] = 1.303.10^5\text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = 0.0063$$

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 12{,}42\ \text{MPa}$$

Ainsi que: $\mu = 1 - \frac{1.75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = -0.52$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} \Rightarrow I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu}$$

$$\lambda_v = \left(\frac{2}{5}\right)\lambda_i \Rightarrow I_{f_v} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v.\mu}$$

Déformations (instantanée et de longue durée):

$$f_i = \frac{M_t.L^2}{10E_iI_{fi}} \quad f_v = \frac{M_t.L^2}{10E_vI_{fv}}$$

$$L = 4.49\ \text{m} < 5\ \text{m} \Rightarrow \bar{F} = \frac{449}{500} = 8.9\ \text{mm}$$

L: longueur de travée.

I_0: le moment d'inertie de la section rendue homogène.

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction.

σ_s : la contrainte de traction effective de l'armature.

ρ: Le pourcentage d'armature égal à: A/b_0d.

M_{ser}: moment de service maximum dans la travée.

f_i : les déformations instantanées.

f_v : les déformations de longue durée.

Les résultats de calculs et de vérification de la flèche sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III-17:Vérification de la flèche de l'escalier intérieur

A (cm²)	M (KNm)	ρ	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
7.92	21.25	0.0063	12.42	-0.52	7.45	$1.303\ 10^5$
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm}(mm)	ΔF <F_{adm}
32501.13	60671.14	9.8	13.06	2.26	8.9	c.v

3 3-2 Deuxièmes types : le volet se compose de un palier et une paillasse

3-3-2.a Combinaison des charges

Tableau III-18:Combinaison des charges de 2ier type

	G KN/m^2	Q KN/m^2	E.L.U	E.L.S
			1,35.G+1,5.Q KN/m^2	G+Q KN/m^2
Palier	5,45	2,5	11,10	7.95
Paillasse	7.82	2,5	14,31	10,32

3-3-2.b Détermination des efforts :

L'E.L.U :

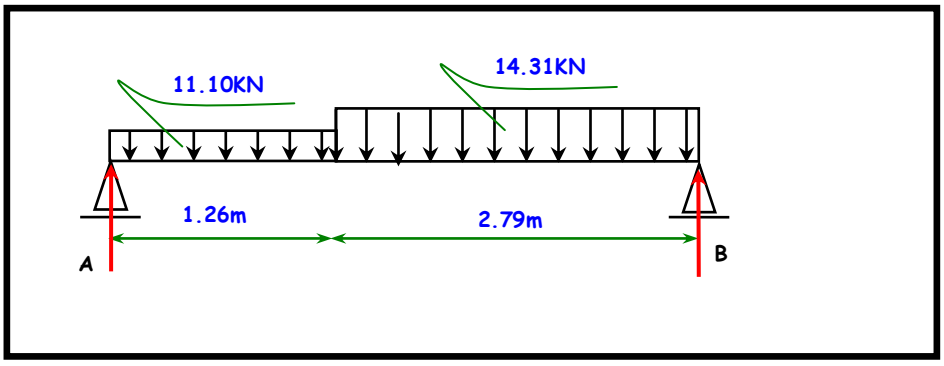


Figure III.26.Schéma statique de l'escalierà l'ELU de 2éme type

Les équations de l'équilibre donnent

R_A = 25.51 KN

R_B = 28.40 KN

Moment fléchissant :

$$M_{ser}(x) ; \begin{cases} M(x) = 25.51x - 5.55x^2 x \in [0; 1.26[\\ . \\ M(x) = 23.33 + 11.52x - 7.15x^2 x \in [0; 2.79[\end{cases}$$

$$T_{ser}(x) ; \begin{cases} T(x) = 25.51 - 11.10xx \in [0; 1.26[\\ . \\ T(x) = 11.52 - 14.31xx \in [0; 2.79[\end{cases}$$

M_{max} = 27.97 KN.m à x = 2,06 m

T_{max} = 25.51 KN à x = 0 m

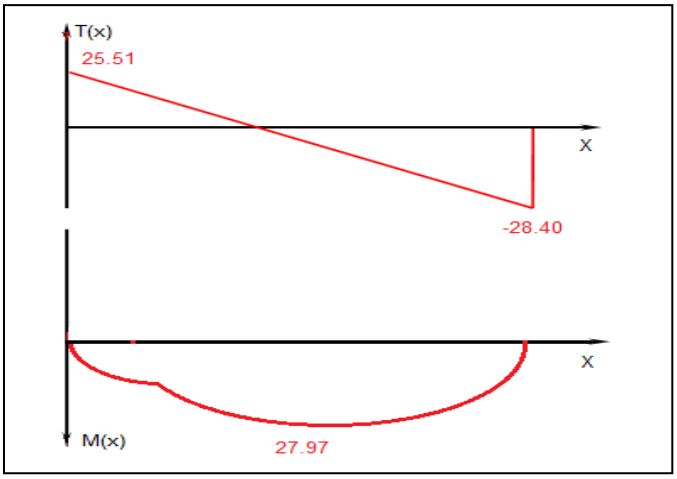


Figure III.27.Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U de 2éme type

L'E.L.S :

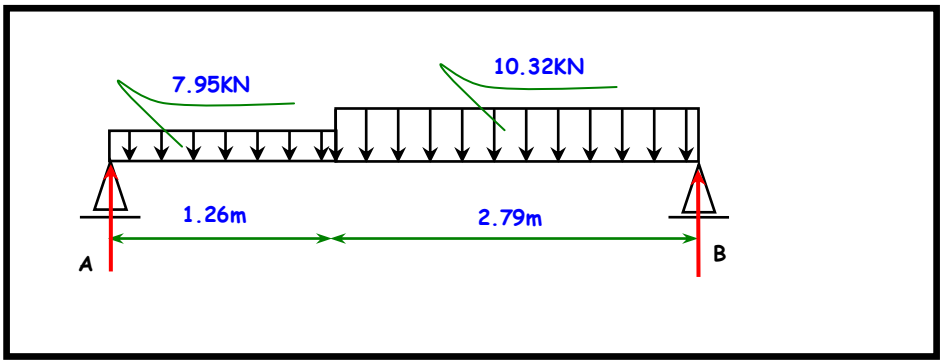


Figure III.28.Schéma statique de l'escalierà l'ELS de 2éme type

Les équations de l'équilibre donnent

R_A = 18.38 KN

R_B = 20.43 KN

Moment fléchissant :

$$M_{ser}(x) ; \begin{cases} M(x) = 18.38x - 3.97x^2 x \in [0; 1.26[\\ . \\ M(x) = 16.85 + 8.36x - 5.16x^2 x \in [0; 2.79[\end{cases}$$

$$T_{ser}(x) ; \begin{cases} T(x) = 18.38 - 7.95xx \in [0; 1.26[\\ . \\ T(x) = 8.36 - 10.32xx \in [0; 2.79[\end{cases}$$

M_{max} = 18.08KN.m à x = 2,06 m

T_{max} = 18.38 KN à x = 0 m

Récapitulation :

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

Moment en travée: $M_t = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 27.97 = 23.77$ KN m

Moment en appuis: $M_a = 0.60 M_{max} = 0.60 \times 27.97 = 16.78$KN m

Tableau III-19:Les Moment et les L'effort tranchant de 2éme type

	Moment en travée (KN.m)	Moment à l'appui (KN.m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	23.77	16.78	18.38
E.L.S	15.36	10.85	10,55

3-3-2.c Calcul de ferraillage :

Le ferraillage sera fait en flexion simple avec (b.h) = (100. 15) cm^2.

Les dimensions de l'élément étudié, les sollicitations agissantes maximales, ainsi que les résistances Caractéristiques des matériaux sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-20:Les résistances Caractéristiques des matériaux de2éme type

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
b	100	cm	M_u	23.77	KN.m	F_{c28}	25	MPa
h	15	cm	M_{ser}	15.36	KN.m	fe	400	MPa
C	2,5	cm	Situation durable					
C'	2,5	cm						

$$\overline{\sigma_b} = \frac{0{,}85.F_{c28}}{\theta.\gamma_b} = \frac{0{,}85.25}{1.1{,}5} \approx 14{,}2\ MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{23.77.10^3}{14{,}2.100.12{,}5^2} = 0{,}107$$

$$\mu < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0 \quad \rightarrow \beta = 0{,}943 \ , \varepsilon_s = 10‰ > \varepsilon_l = 1{,}739‰ \quad \Rightarrow \sigma_s = \overline{\sigma_s} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\ Mpa$$

$$A = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{23.77.10^6}{0{,}943.125.348} = 579.47\ mm^2 = 5.79\ cm^2$$

$$choix\ des\ barres : A \equiv\ 6HA10\ = 6.78\ cm^2$$

$$A_{\min} = \frac{b.h}{1000} = \frac{100.15}{1000} = 1{,}5\ cm^2$$

Donc : $A > A_{min}$

Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{(-15.A + \sqrt{(225.A^2 + 30.b.A.d)}}{b} = \frac{(-15.5.79 + \sqrt{(225.(5.79)^2 + 30.100.5.79.12,5)}}{100} = 3.87\,cm$$

Calcul du moment quadratique de la section homogène :

$$I_G = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{100.(3.87)^3}{3} + 15.5.79.(12,5 - 5.79)^2 = 5753.54\,cm^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{15.36.10^6}{5753.54.10^4} = 0,2669 \quad N/mm^3$$

$$\sigma_b = k_1.Y_1 = 0,2669.38.7 = 10.33\,MPa$$

$$\sigma_s = 15.k_1.(d - Y_1) = 15.0,2669.(125 - 38.7) = 345.5 MPa$$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$\overline{\sigma_b} = 0,6.F_{c28} = 0,6.25 = 15\,MPa$

Acier : *fissuration peu nuisible* $\rightarrow$ *aucun vérification à faire*

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ *donc l' état limite de service est satisfait*

Tableau III-21:récapitulatif des résultats

Dimensionnement aux états limites ultimes								
Résultats intermédiaires			Sections					
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités			
μ	0.107	Sans	A	5.79	cm^2			
			Choix : 7 HA12					
Vérification aux états limites de service								
Résultats intermédiaires			Contrainte			Contrainte limite		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
Y_1	3.78	cm	$б_b$	10.33	MPa	$\overline{\sigma_b}$	15	MPa
I_G	5753.45	cm^4						

L'espacement :

$S_t = \frac{100}{6} = 16.66\ cm\ on\ prend\ S_t = 16.60\ cm$

l'espacement maximal : $s_{p\ \max} \le Min\left[3.h,33\ cm\right] = 33\ cm$

l'espacement minimal : $s_{p\ \min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm < s_t = 14,5 cm <33 cm (c'est vérifie).

Et on vérifie la 1ere barre à une distance

de5 cm de rive 5 cm> 2,5 cm

Armatures de répartitions :

$A_{rep} \ge \frac{A}{4} = \frac{5{,}79}{4} = 1{,}44\ cm^2 \rightarrow (\phi_{rep} \le \phi) \quad A_{rep} \equiv 5\phi 8 = 2{,}31\ cm^2/\text{ml}$

$S_{t\ rep} = \frac{100}{5} = 20\ cm$

l'espacement max*imal* : $s_{p\ \max} \le Min\left[4.h,45\ cm\right] = 45\ cm$

l'espacement min*imal*: $s_{p\ \min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm< $s_{t\ rep}$ = 20 cm< 45 cm (c'est vérifie).

3-3-2.d Vérification d'effort tranchant :

$\overline{\tau_u} = Min\left\{0{,}2.\frac{F_{c28}}{\gamma_b};5\ MPa\right\} = 3{,}33\ MPa$

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{25.21.10^3}{1000.125} = 0{,}20\ MPa < \overline{\tau_u}$ *c'est vérifie*

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton seul résiste bien au cisaillement,

mais pour le montage des nappes on met des epingles de nombre 4/m^2 et de diamètre ϕ8

3-3-2.e Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L_x} \ge \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{16}{470} = 0.034 \ge \frac{27.97}{10x23.77} = 0.117 \qquad \text{c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \le \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.79}{100 \times 12{,}5} = 0.0046 \le \frac{4.2}{400} = 0.0105 \qquad (c.v)$$

Calcule de la flèche :

Dans le calcul des poutres simplement appuyées ou continues et des bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée, on a:

- pour les flèches aux charges instantanées:

$$F_i = \frac{M_t.L^2}{10 E_i I_{fi}} \text{ Avec } E_i = 11000\left(f_{c28}\right)^{1/3} = 32164{,}2$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu} \text{ avec } \lambda_i = \frac{0.05 f_{c28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\begin{cases} \mu = 1 - \dfrac{1.75 f_{c28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{c28}} & \text{si} \quad \mu \geq 0 \\ \mu = 0 & \text{si} \quad \mu \leq 0 \end{cases}$$

- pour les flèches aux charges de longues durées:

$$F_v = \frac{M_t.L^2}{10 E_v.I_{fv}} \text{ Avec } E_v = \frac{E_i}{3} = 10721{,}40 \quad \text{et} \quad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+0.4\lambda_i.\mu}$$

L: longueur de travée.

I_0: le moment d'inertie de la section totale homogène.

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction en" MPa ".

σ_s: la contrainte de traction effective de l'armature $\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y)$ [2]

ρ: le pourcentage d'armature égal à: $\frac{A}{b_0.d}$

M: moment de service maximal dans la travée " M_{ser}".

- pour les éléments supports sur deux appuis:

$$\begin{cases} \bar{F} = \dfrac{L}{500} & \text{si} \quad L \le 5m \\ \bar{F} = 0.5 + \dfrac{L}{500} & \text{si} \quad L > 5m \end{cases} \quad \textbf{[1]}$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 7{,}42\ m$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b}{3}\left[y^3 + (h-y)^3 + 15A(y-d)^2\right] = 1.303.10^5\ cm^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = 0.0063$$

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 12{,}42\ MPa$$

Ainsi que: $\mu = 1 - \dfrac{1.75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = -0.52$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} \Rightarrow I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i.\mu}$$

$$\lambda_v = \left(\frac{2}{5}\right)\lambda_i \Rightarrow I_{f_v} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v.\mu}$$

Déformations (instantanée et de longue durée):

$$f_i = \frac{M_t.L^2}{10E_iI_{fi}} \quad f_v = \frac{M_t.L^2}{10E_vI_{fv}}$$

$$L = 4.49\ m < 5\ m \Rightarrow \bar{F} = \frac{449}{500} = 8.9\ mm$$

L: longueur de travée.

I_0: le moment d'inertie de la section rendue homogène.

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction.

σ_s : la contrainte de traction effective de l'armature.

ρ : Le pourcentage d'armature égal à: A/b_0d.

M_{ser}: moment de service maximum dans la travée.

f_i : les déformations instantanées.

f_v : les déformations de longue durée.

Les résultats de calculs et de vérification de la flèche sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III-22:Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M (KNm)	ρ	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
5.79	21.25	0.0063	211.68	0.37	8.17	30824.46
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm}(mm)	ΔF <F_{adm}
1544.37	3614.03	1.44	3.60	2.12	6.1	c.v

III.4 Calcul de la poutre palière:

Et pour simplifier les calculs ; on va la étudier comme poutre normale encastrée aux deux extrémités comme indique sur le schéma ci-dessous avec sa longueur :

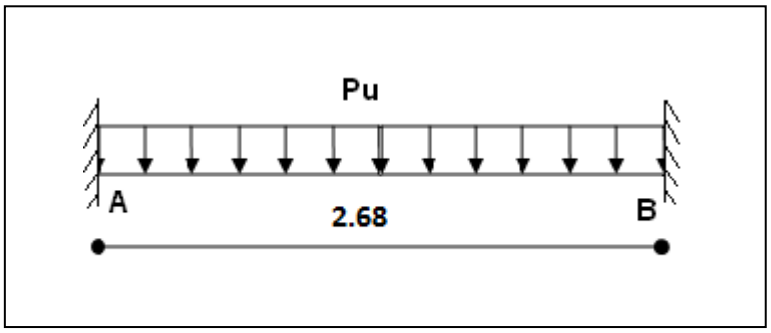


Figure III.29.Schéma simplifié de la poutre palière

III.4 .1Prédimensionnement :

L = 2.68m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow 17.86cm \leq h \leq 26.8\,cm$

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

On adopte (b x h) = (30 x 30)cm^2

Vérification des prescriptions du RPA 99:

- ✓ b = 30cm ≥ 20cm. (c.v)
- ✓ h = 30 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- ✓ h / b = 1 cm <4 cm. (c.v)

III.4.2Charges et surcharges

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

E.L.U: R = 28.62*KN / ml*

E.L.S : R = 20.47*KN / ml*

Les charges revenantes à la poutre palière :

Poids propre de la poutre: 2.25 KN/ml.

Poids de la double cloison : 7.12 KN/ml

→ G = 10.37 KN/ml

Donc : P_u = 1.35x10.37 + 28.62 = 42.62 KN/ml

: P_{ser}= 10.37 + 20.47 = 30.84 KN/ml.

III.4.3 Calcul des efforts:

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

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

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

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

A l'E.L.U:

$$R_A = R_B = \frac{42.62 \times 2.68}{2} = 57.11\,KN$$

$$M_t = \frac{42.62 \times (2.68)^2}{24} = 12.75KNm$$

$$M_a = \frac{42.62 \times (2.68)^2}{12} = 25.50\,KNm$$

A l'E.L.S:

$$R_A = R_B = \frac{30.84 \times 2.68}{2} = 41.32KN$$

$$M_a = \frac{30.84 \times (2.68)^2}{12} = 18.45\,KNm$$

$$M_t = \frac{30.84 \times (2.68)^2}{24} = 9.23\,KNm$$

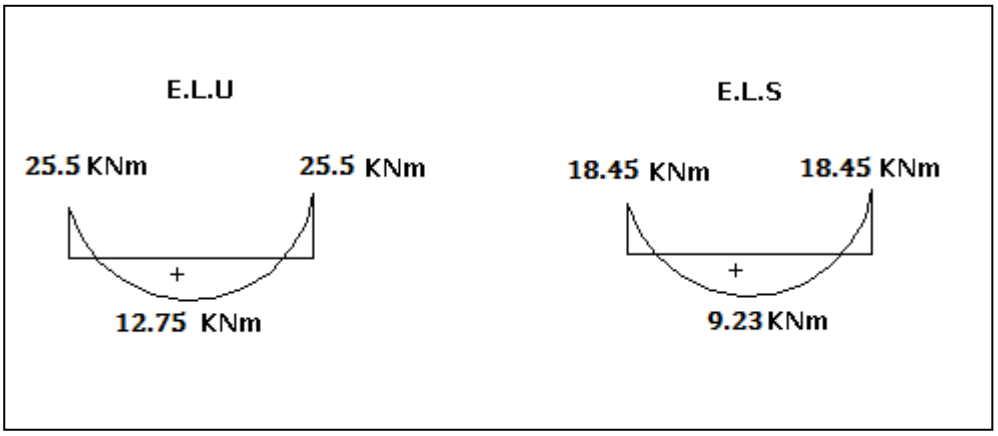


Figure III.30.**:** Diagramme des moments de la poutre palière

III.4.4 Calcul du ferraillage :

A- Armatures longitudinales:

Béton: f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc}= 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

b = 30cm ; h = 30 cm ; d = 28 cm ; e =2 cm.

Acier: FeE400; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III-23:récapitulatif des résultats de ferraillage

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)
En travée	12.75	0.038	0.0485	0.981	1.33	0
En appuis	25.50	0. 076	0.0989	0.960	2.72	0

- **Condition de non fragilité: [1]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9\,cm^2$$

$$A = Max[A_{calculée}; A_{min}]$$

Donc on adopte: en travée A = 3 T 12 = 3.39 cm²

en appuis A = 3 T 12 = 3.39 cm²

III.4.5. Vérifications:

- **Vérification de l'effort tranchant: [1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{57.11 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.68\,MPa$$

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa \ldots\ldots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0.68\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$…… (c.v)

- **Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]**

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

$a = Min[b - c - 2\,;\, 0.9d] = Min[26\,cm\,;\, 25.2\,cm] = 26\,cm$

$$V_u = 57.11\,KN \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 260 = 520\,KN \text{ …..(c.v)}$$

- **Vérification au voisinage de l'appui: [1]**

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

$$\frac{2 \times 57.11 \times 10^3}{300 \times 260} = 1.46 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ …….(c.v)}$$

$$A = 3.39\,cm^2 \ge \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 57.11 \times 10^3}{400} = 1.64\,cm^2 \text{ …..(c.v)}$$

B - Armatures transversales:

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0.86\,cm\,;\ \varphi_l = 14\,mm;\frac{b_0}{10} = 3\,cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 1\,cm$$

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

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

- **Vérification du R.P.A 99:**

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

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

$$\begin{cases} \overline{S_t} = 7.5\,\text{cm} & \text{(zone nodale)} \\ \overline{S_t} = 15\,\text{cm} & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

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

On a A_t= 1 cm².

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

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

$$S_t < \overline{S_t}$$

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

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

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

avec k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\dfrac{2\times10^2}{300\times50} = 0.013 \geq \dfrac{1.15(0.68 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.00015\ldots$ (c.v)

Zone courante: $\dfrac{2\times10^2}{300\times150} = 0.004 \geq \dfrac{1.15(0.68 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.002\ldots$ (c.v)

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

Zone nodale: $A_t = 2\,\text{cm}^2 \geq A_{min} = \dfrac{0.4\times300\times50}{400} = 0.15\text{cm}^2$ …(c.v)

Zone courante: $A_t = 2\,\text{cm}^2 \geq A_{min} = \dfrac{0.4\times300\times150}{400} = 0.45\,\text{cm}^2$ ….(c.v)

- **Vérification à l'E.L.S:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que:

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

Avec: $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ et $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

- **Vérification de la flèche: [1]**

Les conditions suivantes:

$$1\text{-}\ \frac{h}{L_x} = \frac{0.30}{2.68} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$2\text{-}\ \frac{h}{L_x} = 0.11 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_x} = 0.05 \qquad \text{(c.v)}$$

$$3\text{-}\ \frac{A}{b_0.d} = \frac{1.33}{30 \times 28} = 0.0016 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \qquad \text{(c.v)}$$

III.5. Calcul des dalles pleines :

III.5.1.Prédimensionnement :

Longueur : 3.61 m

Largeur : 1.00m

$$\begin{cases} e \geq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{100}{10} = 10 \end{cases}$$

On adopte : ***ep =15cm***

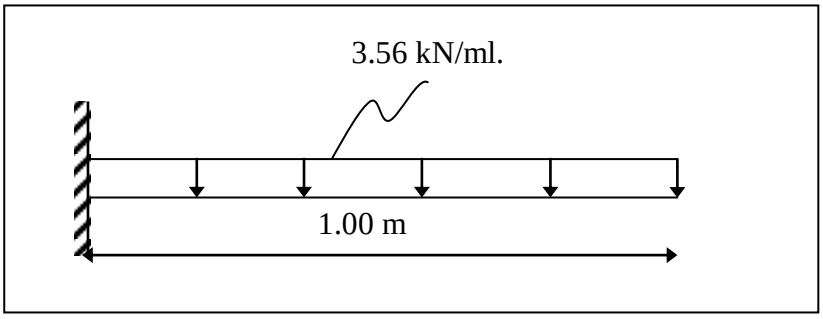


Figure III.31.**:** Schéma statique de la console

III.5.2. Calcul des efforts:

G=5.49 KN/m²

Q=3.56 KN/m²

III.5.3. Combinaisons de charges ;

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

A L'ELU :

$M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q = 12.66$

A L'ELS :

$M_{ser} = M_G + M_Q = 8.99$

III.5.4. Ferraillage :

Calcul des momentsd'encastrements :

ELU :

$M_{q\,u} = M_u \cdot L^2/2 = 12.66 \times (1.0)^2/2 = 6.33 kN.m$

ELS :

$M_{qser} = M_{ser} \cdot L^2/2 = 8.99 \times (1.0)^2/2 = 4.49 kN.m$

Calculs des armatures :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$\sigma_{bc} = 14.2$ MPa ; d = 15-2=13 cm ; $\sigma_s = 348$ MPa.

Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6.33 \cdot 10^6}{1000 \cdot (130)^2 \cdot 14.2} = 0.026 \leq 0.392$$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.987$\Rightarrow A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.41 cm².

: on adopte : A_t = 6 T 10 = 4.71 cm²

Avec un espacement de 25 cm

S_t =16.66≤ Min (3h; 33) =33 cm

Armatures de répartitions :

$A_t = \frac{4.71}{4} = 1.17 cm^2$

A_t = 6 T 8 = 3.01 cm²

Avec un espacement de 18,75 cm

S_t =16.66≤ Min (2h;33) =33 cm

III.5.5. <u>Vérification à l'ELU</u> :

Condition de non fragilité :

A_{min} = 0 ,23.b.d. f_{t28} / Fe =1,57 cm²

At=4.71 cm²≥1.57 cm² …….(c.v)

Vérification au cisaillement :

$V_U = M_{qu}.L$ = 12.66 KN

$$\tau_u = \frac{12.66.10^3}{1000.130} = \text{MPa} < \overline{\tau}_u = Min\left(\frac{0.15}{Y_b}, F_{c28}, 4MPa\right) = 2.50\,\text{MPa}$$

III.4.6. <u>Vérification a l'ELS</u> :

a) état limite de résistance à la compression de béton.

On doit vérifier que :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Y = 3.63 cm

I = 7797.25cm^4

K=63.48 N /cm^3

$\sigma_{bc} = 1.05MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

Vérification de la flèche :

Pour se disposer du calcul de la flèche on vérifier :

- $\frac{h}{lx} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{lx} = \frac{15}{100} = 0.15$
- $\frac{1}{16} = 0.0625$

$0.15 \geq 0.0625$ (c.v)

- $\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20Mx}$
- $\frac{h}{Lx} = \frac{15}{100} = 0.15$
- $\frac{Mt}{20Mx} = \frac{4.49}{20.4.49} = 0.05$

$0.15 \geq 0.05$ (c.v)

- $\frac{At}{bd} \leq \frac{4.2}{fe}$
- $\frac{At}{bd} = \frac{4.71}{100.13} = 3.62.10^{-3}$
- $\frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$

$3{,}62 .10^{-3} \leq 0.0105$ (c.v)

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 géométriques 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.

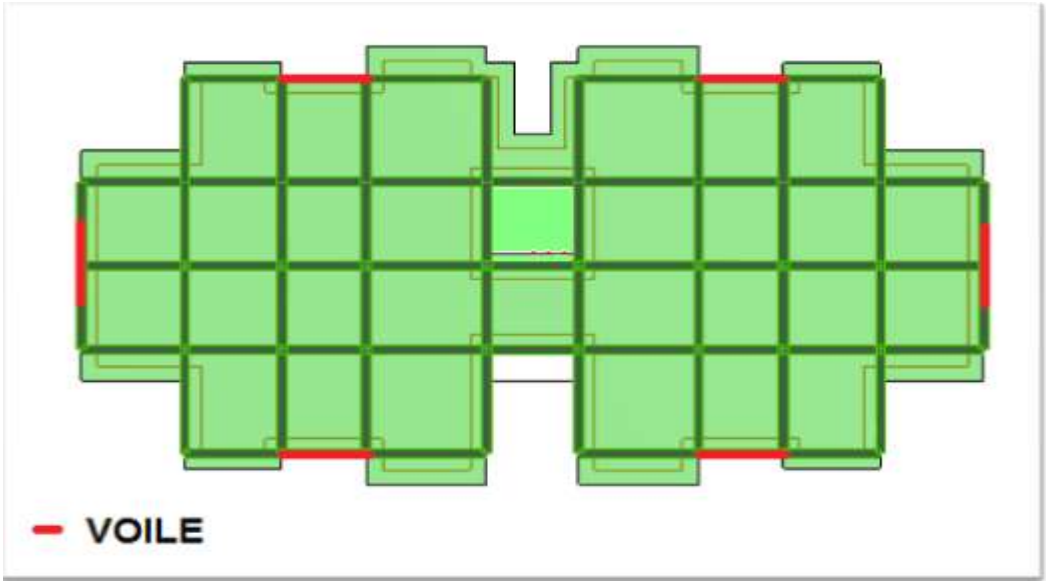
Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante :

$$\begin{cases} XG = \dfrac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ YG = \dfrac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases}$$

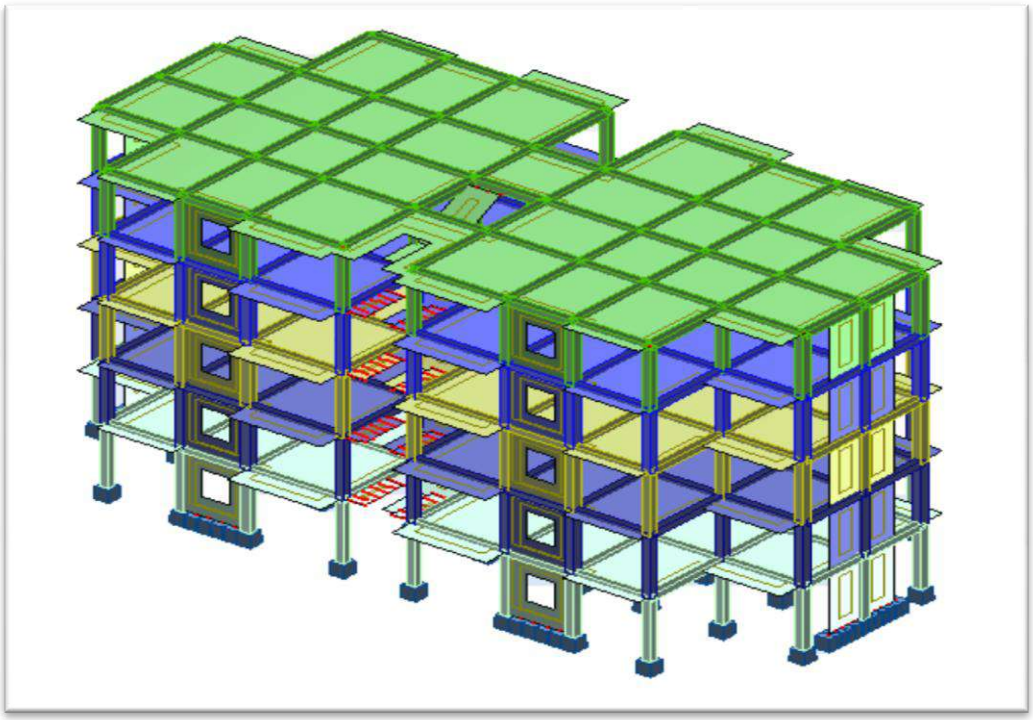
Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

- **Vue 2 D :**



- **Vue 3D :**



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

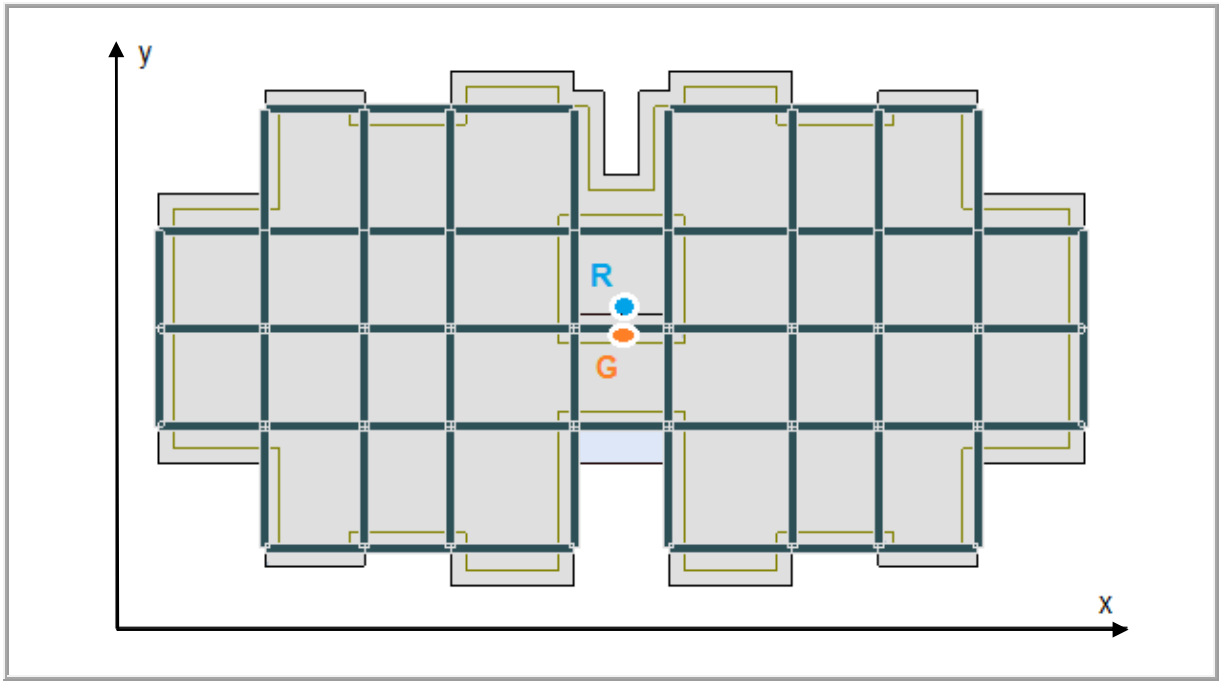


Figure IV.2.Vue en plan

Lx=29.68 m

Ly=14.10 m

Tableau IV.1.Calcul de centre de masse

Niveau(m)	Wi (kN)	XG(m)	YG(m)
+16.15	4038.14	14.84	7.17
+ 12.92	3953.48	14.84	7.16
+ 9.69	3953.48	14.84	7.16
+ 6.46	3953.48	14.84	7.16
+ 3.23	4012.07	14.84	7.07

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 mixte .

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 :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_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' : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - ♦ Pour les poteaux '2' : $I_X = I_y = (a^2/12).(a^2.\cos^2\alpha + a^2.\sin^2\alpha)$
  - ♦ pour les voiles plein : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

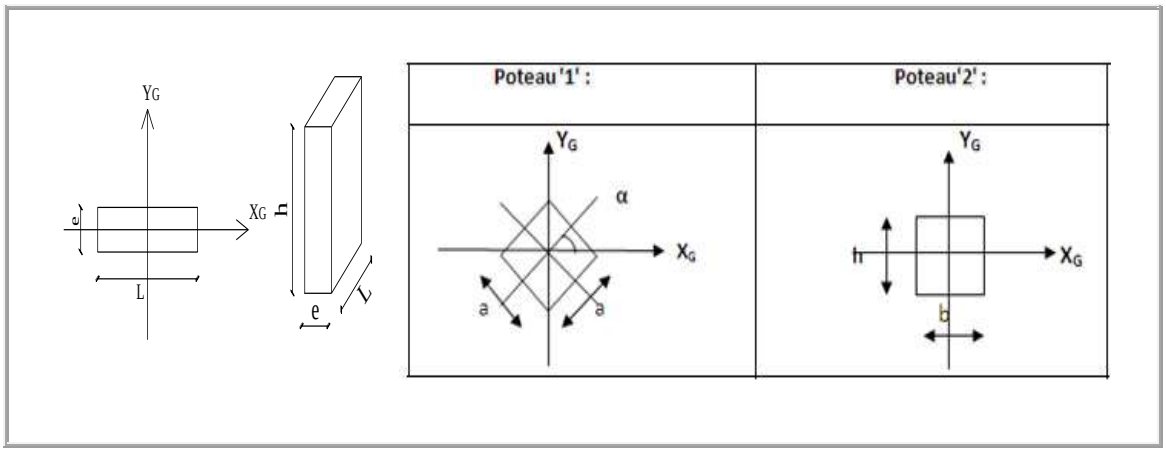


Figure IV.3.dimension des voiles et poteaux

Tableau IV.2.Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	I_{xi}	I_{yi}	Xt(m)	Yt(m)
+16.15	29,68	14,10	14.84	7.11
+ 12.92	29,68	14,10	14.84	7.29
+ 9.69	29,68	14,10	14.84	7.29
+ 6.46	29,68	14,10	14.84	7.29
+ 3.23	29,68	14,10	14.84	7.28

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.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	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
+16.15	14.84	14.84	0.00	7.17	7.11	0.06
+ 12.92	14.84	14.84	0.00	7.16	7.29	0.13
+ 9.69	14.84	14.84	0.00	7.16	7.29	0.13
+ 6.46	14.84	14.84	0.00	7.16	7.29	0.13
+ 3.23	14.84	14.84	0.00	7.07	7.28	0.21

IV.2.3.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.

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

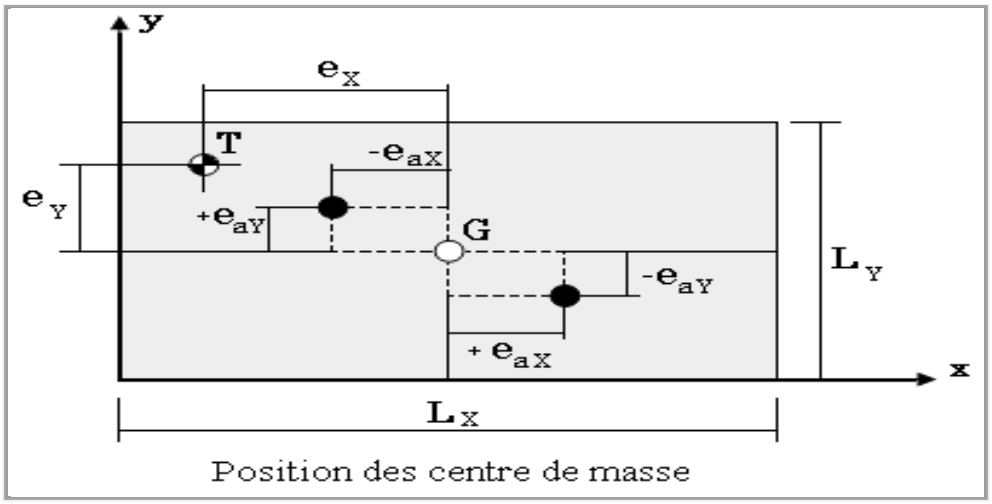
Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4.Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau(m)	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
+16.15	29.68	14.10	1.48	0.71
+ 12.92	29.68	14.10	1.48	0.71
+ 9.69	29.68	14.10	1.48	0.71
+ 6.46	29.68	14.10	1.48	0.71
+ 3.23	29.68	14.10	1.48	0.71

IV.2.3.C.<u>Effets de la torsion accidentelle</u>[1]: ►► [Art 4.3.7] ◄◄ :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05 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

	excentricité		excentricité accidentelle 5% L		excentricité finale			
Niveau(m)	e_x	e_y	e_x acc	e_y acc	ex + ex ac	ex - ex ac	ey + ey ac	ey - ey ac
+16.15	0.00	0.06	1.48	0.71	1.48	-1.48	0.77	0.65
+ 12.92	0.00	0.13	1.48	0.71	1.48	-1.48	0.84	0.85
+ 9.69	0.00	0.13	1.48	0.71	1.48	-1.48	0.84	0.85
+ 6.46	0.00	0.13	1.48	0.71	1.48	-1.48	0.84	0.85
+ 3.23	0.00	0.21	1.48	0.71	1.48	-1.48	0.92	0.50

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

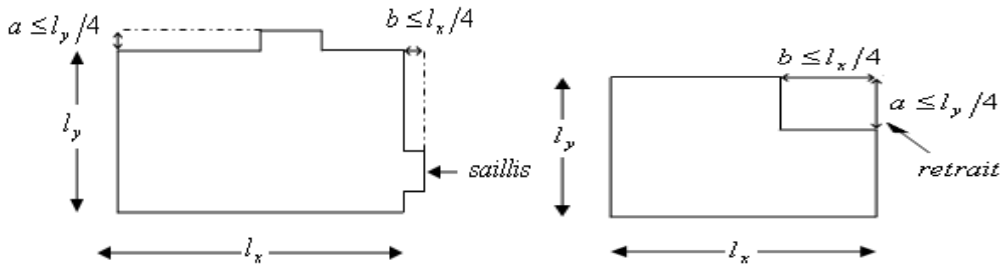
On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes:

- 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 :

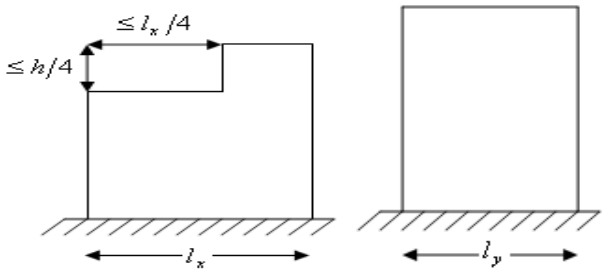
1. En zone IIa le bâtiment ou bloc étudier a une hauteur au plus égale à : 65m **(C.V)**

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.V)** car on n'a pas des retrait en élévation

2. La configuration de bloc étudié est irrégulière.(En zone sismique IIa, grouped'usage 2, Ht=22.10 m <23 m **(C.V))**

✓ 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 .25'**.

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 est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés 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] ►► [4.14] ◄◄

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

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

a. Coefficient d'accélération A :[1] ►► [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

b. facteur de correction d'amortissement η:

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

Avec remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

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

On prend dans un premier calcul (R=4) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**robot. 25**) qui sont données ci-après.

A partir des résultats ci-dessus on estdans le cas de système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et ce conformément **[1]: ►► [Art.3.4.A.2] ◄◄**

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.

- ✓ Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de20 % des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation verticale est reprise uniquement par les voiles.

Donc : **R= 3.5**

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 :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7.détermination du facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	-	0,05	-	0,05
2	Redondance en plan	0	-	0	-
3	Régularité en plan	-	0,05	-	0,05
4	Régularité en élévation	0	-	0	-
5	Contrôle de la qualité des matériaux	-	0,05	-	0,05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,00	-	0,00

En récapitulant les résultats on trouve :

Qx=1+ (0,05+0+0.05+0+0.05+0)=1.15

Qy=1+ (0,05+0+0.05+0+0.05+0)=1.15

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

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S 3.}$$

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.

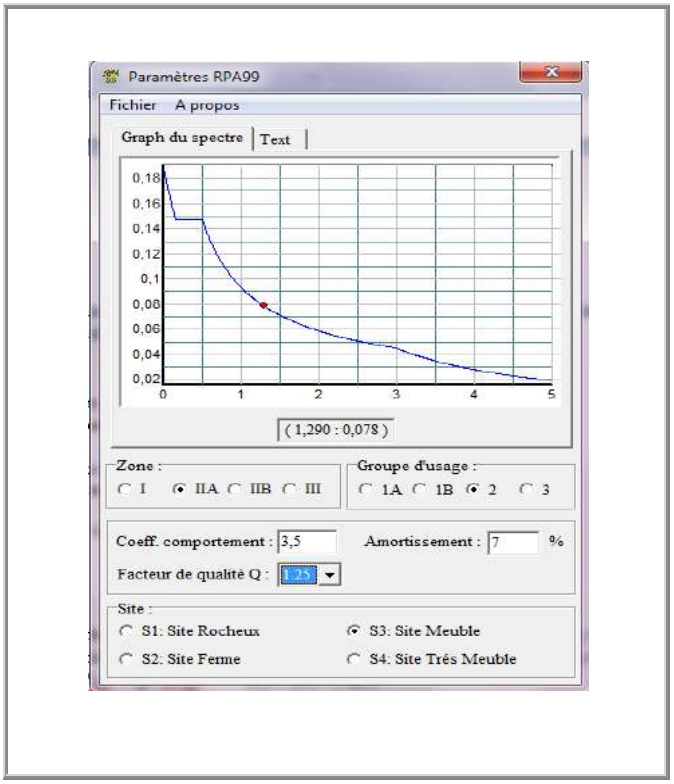


Figure IV.4.Spectres de réponse

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 comportementdestrois 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:

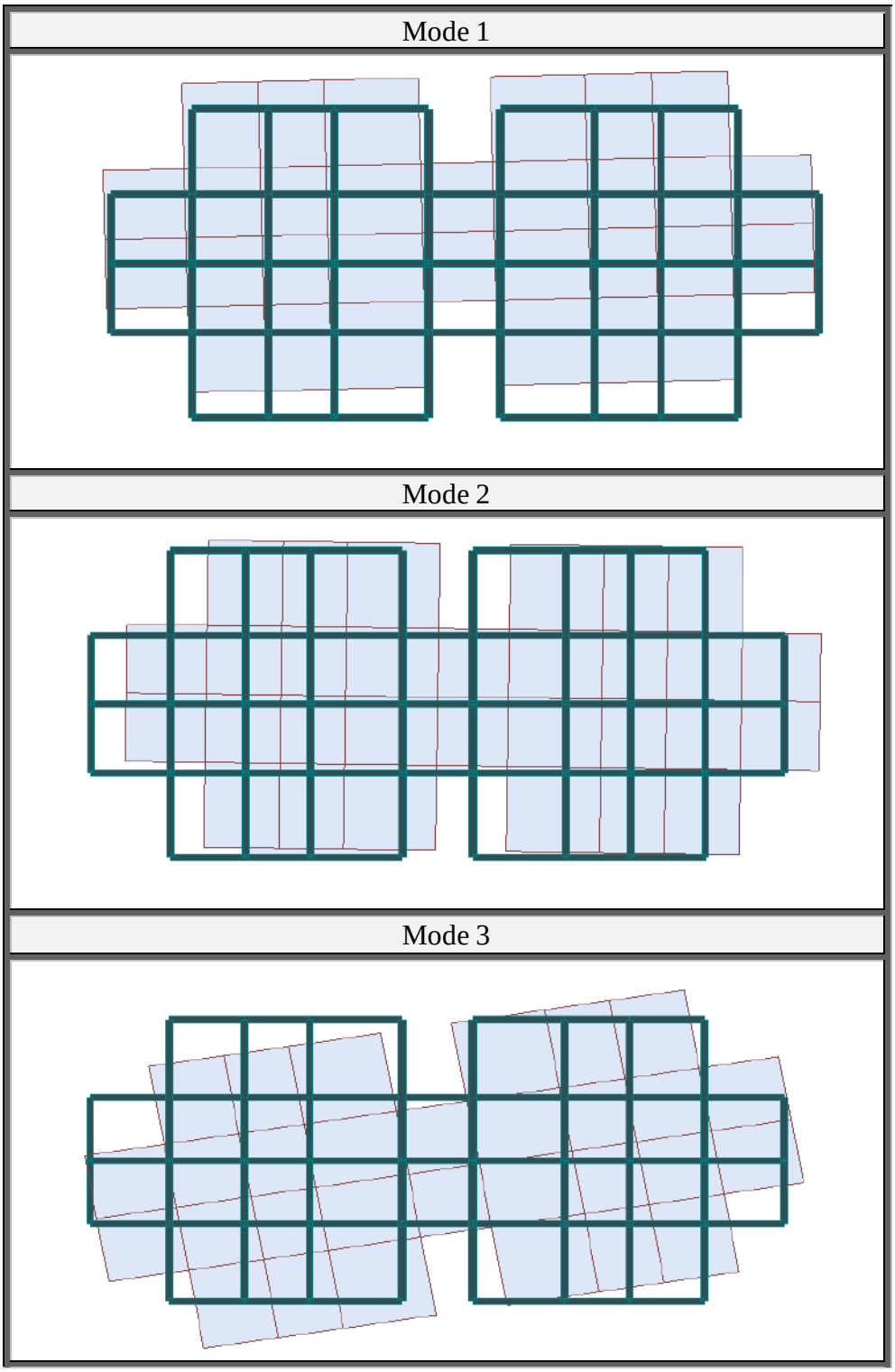


Figure IV.5.Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.8.Le comportement des trois premiers modes

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	2.19	71.09	0.00
Mode 2	69.98	2.60	0.00
Mode 3	0.81	1.29	0.00

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant Y	translation pure suivant x	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	0,48	2,19	71,09	0,00
2	0,46	72,18	73,69	0,00
3	0,32	72,99	74,98	0,00
4	0,13	73,03	90,58	0,01
5	0,12	91,46	90,63	0,01

Constatation :

- La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 5^{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 :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

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

T2 = 0,5 s **[1]: ►► [Tab4.7] ◄◄**

(Avec site S3)

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

ξ = 7 % **[1]: ►► [Tab4.2] ◄◄**

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

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

1/ $T=C_T.h_N^{3/4}$

: $C_T=0.05$ →Tx=Ty=$0.05*22.10^{3/4}$=0.509 s

2/ $T=0{,}09.h_N/D^{1/2}$**[1]: ►► [Art4.2.4] ◄◄**

$$\begin{cases} T_X = 0.260 \text{ s} \\ T_y = 0.360 \text{ s} \end{cases}$$

Alors: Dx=Dy=2.5**η**

Donc

$$\begin{cases} \textbf{Dx=2.50} \\ \textbf{Dy=2.50} \end{cases}$$

- W : poids total de la structure :

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

β = 0.2**[1]: ►► [Tab4.5] ◄◄**

W=19524.9 kN

Tableau IV.10.Calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	W(KN)	V_x	V_y
0.15	2.5	2.5	3.5	1.15	1.15	19524.9	2405.47	2405.47

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

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	Vt > 0.8*V
X	2405.47	1963.17	1924.37	C. V
Y	2405.47	1981.81	1924.37	C. V

Pour les deux directions x et y la condition c'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 :

$$\begin{cases} Mt_x = Y_G.Wi \\ Mt_y = X_G.Wi \end{cases}$$

Avec :

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

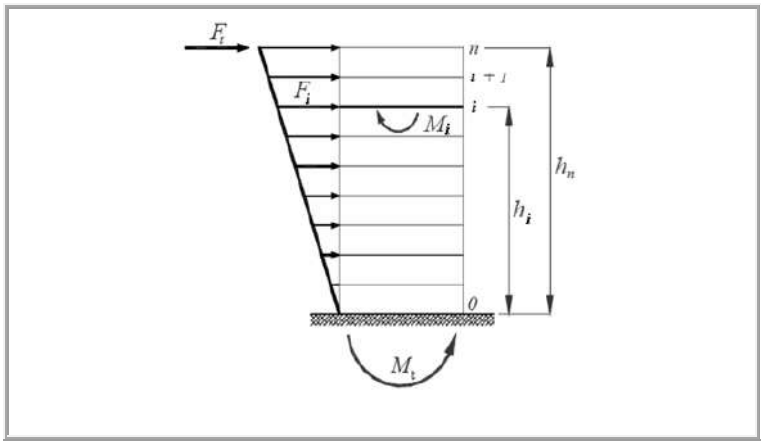


Figure IV.6.Les forces agissent sur la stabilité au renversement

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

[1] ►► [Art4.2.5] ◄◄ :

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

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

On a:

- Tx = 0.413 s → Ft = 0
- Ty = 0.509s → Ft = 0

Doncon a:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X$$

$$F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) . V_y = \alpha_y . V_y$$

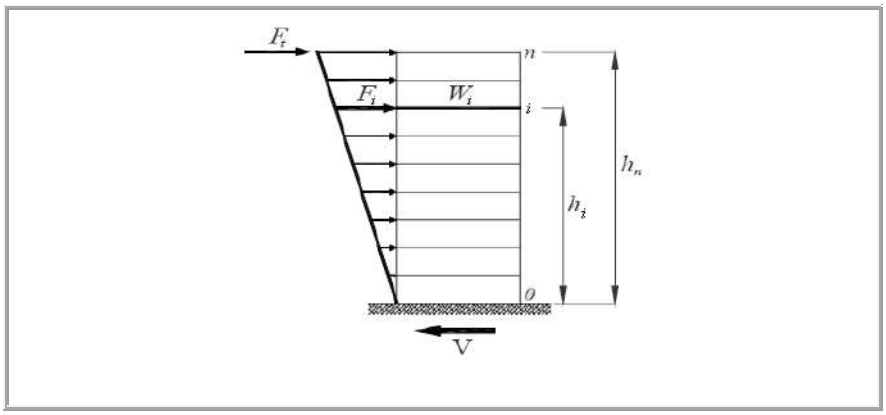


Figure IV.7.Distribution des forces sismiques

Vx = 1963.17 KN

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

Niveau (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kN.m)	αx	Fix (kN)
+16.15	4038.14	65215.96	0.3377	662.96
+ 12.92	3953.48	51078.96	0.2645	519.25
+ 9.69	3953.48	38309.22	0.1983	389..29
+ 6.46	3953.48	25539.48	0.1322	259.53
+ 3.23	4012.07	12958.99	0.0671	131.17
SOMME		193102.60	1	1963.17

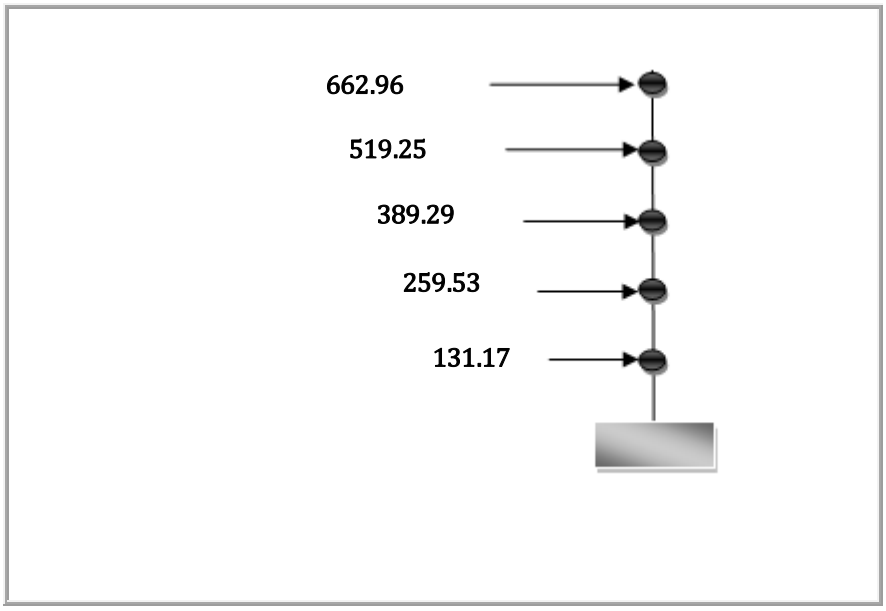


Figure IV.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Vy = 1981.81 KN

Tableau IV.13.Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kN.m)	αy	Fiy (kN)
+16.15	4038.14	65215.96	0.3377	669.25
+ 12.92	3953.48	51078.96	0.2645	524.18
+ 9.69	3953.48	38309.22	0.1983	392.99
+ 6.46	3953.48	25539.48	0.1322	261.99
+ 3.23	4012.07	12958.99	0.0671	132.97
SOMME		193102.60	1	1981.81

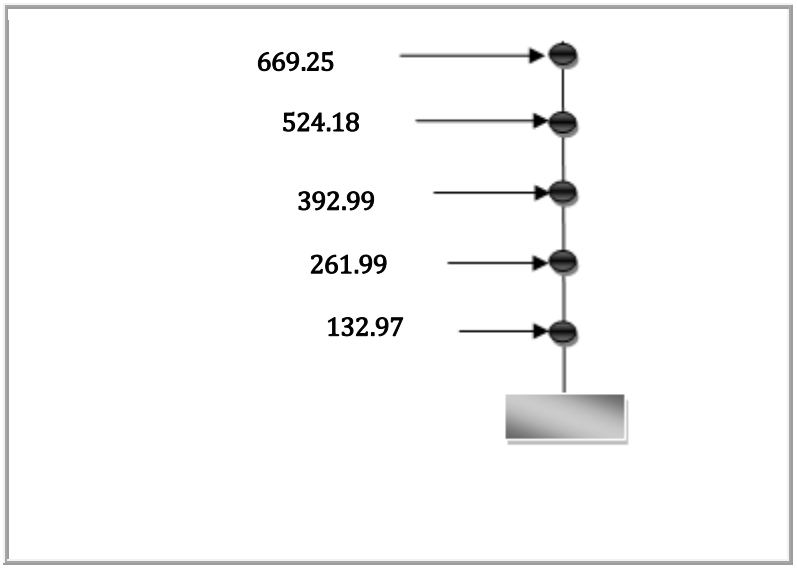


Figure IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.4.2.Moment de renversement :

Tableau IV.14.calcul du moment de renversement

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
+16.15	662.96	669.25	10706.80	10808.38
+ 12.92	519.25	524.18	6708.71	6772.40
+ 9.69	389..29	392.99	3772.22	3808.07
+ 6.46	259.53	261.99	1676.56	1692.45
+ 3.23	131.17	132.97	423.67	429.49
SOMME			23287.96	23510.79

IV.4.4.3.Moment stabilisant :

Tableau IV.15.calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	XG(m)	YG(m)	Mtx (KN.m)	Mty (KN.m)
+16.15	4038.14	14.28	7.17	28953.46	57664.64
+ 12.92	3953.48	14.28	7.16	28306.91	56455.69
+ 9.69	3953.48	14.28	7.16	28306.91	56455.69
+ 6.46	3953.48	14.28	7.16	28306.91	56455.69
+ 3.23	4012.07	14.28	7.07	28365.33	57292.35
SOMME				142239.52	284324.06

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$ **[5]**

Tableau IV.16.Vérification de stabilisation

Mtx (kN.m)	Mty (kN.m)	Mox (kN.m)	Moy (kN.m)	Mtx/M0x	Mty/M0y	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$
142239.52	284324.06	23287.96	23510.79	6.10	12.09	C.V

- ✓ Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables 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:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 * \text{he}$$

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.17.Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_K=\delta_K - \delta_{K-1}$ (cm)	0.01* he (cm)	Vérification
+16.15	1.0	3.5			
			0.7	3.23	C.v
+ 12.92	0.8	2.8			
			0.7	3.23	C.v
+ 9.69	0.6	2.1			
			1.05	3.23	C.v
+ 6.46	0.3	1.05			
			0.7	3.23	C.v
+ 3.23	0.1	0.35			
			0.35	3.23	C.v
0.00	0.0	0.00			

Tableau IV.18.Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_K=\delta_K - \delta_{K-1}$ (cm)	0.01* he (cm)	Vérification
+16.15	1.2	4.2			
			0.7	3.23	C.v
+ 12.92	1.0	3.5			
			1.05	3.23	C.v
+ 9.69	0.7	2.45			
			0.95	3.23	C.v
+ 6.46	0.4	1.4			
			1.05	3.23	C.v
+ 3.23	0.1	0.35			
			0.35	3.23	C.v
0.00	0.00	0.00			

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

hk (m)	Pk (KN)	Fix (KN)	Vkx (KN)	Δkx (cm)	θ	θ≤ 0.10
+16.15	4038.14	662.96	622.96	0.7	-	-
+ 12.92	7991.62	519.25	1142.21	0.7	0.003	C.V
+ 9.69	11945.10	389..29	1531.5	1.05	0.008	C.V
+ 6.46	15898.58	259.53	1791.03	0.7	0.009	C.V
+ 3.23	19910.65	131.17	1922.2	0.35	0.011	C.V

Tableau IV.20.Vérification l'effet P-Δ sens Y

hk (m)	Pk (KN)	Fiy (KN)	Vky (KN)	Δky (cm)	θ	θ≤ 0.10
+16.15	4038.14	669.25	669.25	0.7	-	-
+ 12.92	7991.62	524.18	1193.43	1.05	0.005	C.V
+ 9.69	11945.10	392.99	1586.42	0.95	0.007	C.V
+ 6.46	15898.58	261.99	1848.41	1.05	0.017	C.V
+ 3.23	19910.65	132.97	1981.38	0.35	0.010	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

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 :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau IV.21.vérifications des sollicitations normales

	Nd (KN)	Bc (mm²)	fc28 (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
4 étages	212.86	122500	25	0.069	C.V
3 étages	411.38	122500	25	0.134	C.V
2 étages	623.10	122500	25	0.20	C.V
1 étage	832.20	122500	25	0.268	C.V
RDC	907.69	122500	25	0.280	C.V

Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique.

Chapitre V

Calcul des éléments résistants

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
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
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ $_s$=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,50MPa	σ $_s$=400 MPa

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales[1]►►Art [7.5.2.1]◄◄ :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - o 4% en Zone courante.
  - o 6% en Zone nodale.
- ✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone IIa.
- ✓ A Travée et appui≥ AminCBA etAmin RPA
- ✓ A Travée et appui≤ Amax RPA

V.2.2.b. Armatures transversales[1]►►Art [7.5.2.2]◄◄ :

- ✓ La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b
  - o b : largeur de la poutre.
  - o St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

$St \leq h/2$ en Zone courante

$St \leq \min(h/4 ; 12\phi_l)$ Zone nodale

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

- Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales

	NIV	position	M_u KN.m	combinaison	A'	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Choix de A (cm^2)
RIVE	Etages	travée	107.08	G+Q-Ey	0	9.17	1.05	5.25	5T16= 10.05
		appuis	-110.37	G+Q+Ey	0	9.52	1.05	5.25	5T16= 10.05
	terrasse	travée	49.15	G+Q-Ey	0	3.95	1.05	5.25	5T12= 5.65
		Appuis	-59.48	G+Q+Ey	0	4.83	1.05	5.25	5T12= 5.65
Intermédiaire	Etages	travée	31.77	G+Q-Ey	0	2.48	1.05	5.25	5T12= 5.65
		appuis	-56.33	G+Q+Ey	0	4.56	1.05	5.25	5T12= 5.65
	terrasse	travée	30.98	G+Q-Ey	0	2.45	1.05	5.25	5T12= 5.65
		appuis	-31.97	G+Q+Ey	0	2.53	1.05	5.25	5T12= 5.65

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	NIV	position	M_u KN.m	combinaison	A’	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Choixde A (cm^2)
R	Etages	appuis	-73.94	G+Q+Ey	0	6.10	0.9	4.5	3T14+2T12= 6.88
	terrasse	appuis	-68.29	G+Q+Ex	0	3.03	0.9	4.5	5T12= 5.65
I	Etages	appuis	-64.62	G+Q+Ex	0	5.28	0.9	4.5	5T12= 5.65
	terrasse	appuis	-51.64	G+Q+Ey	0	2.57	0.9	4.5	5T12= 5.65

- ✓ On a adopté le ferraillagemisau tableau ci -dessusde l’entresolpour la poutre Bseulement, parce que les moments des autres poutres de ce dernier est inferieure aux moments maximum des poutres des autres étages qu’on a ferraillé.

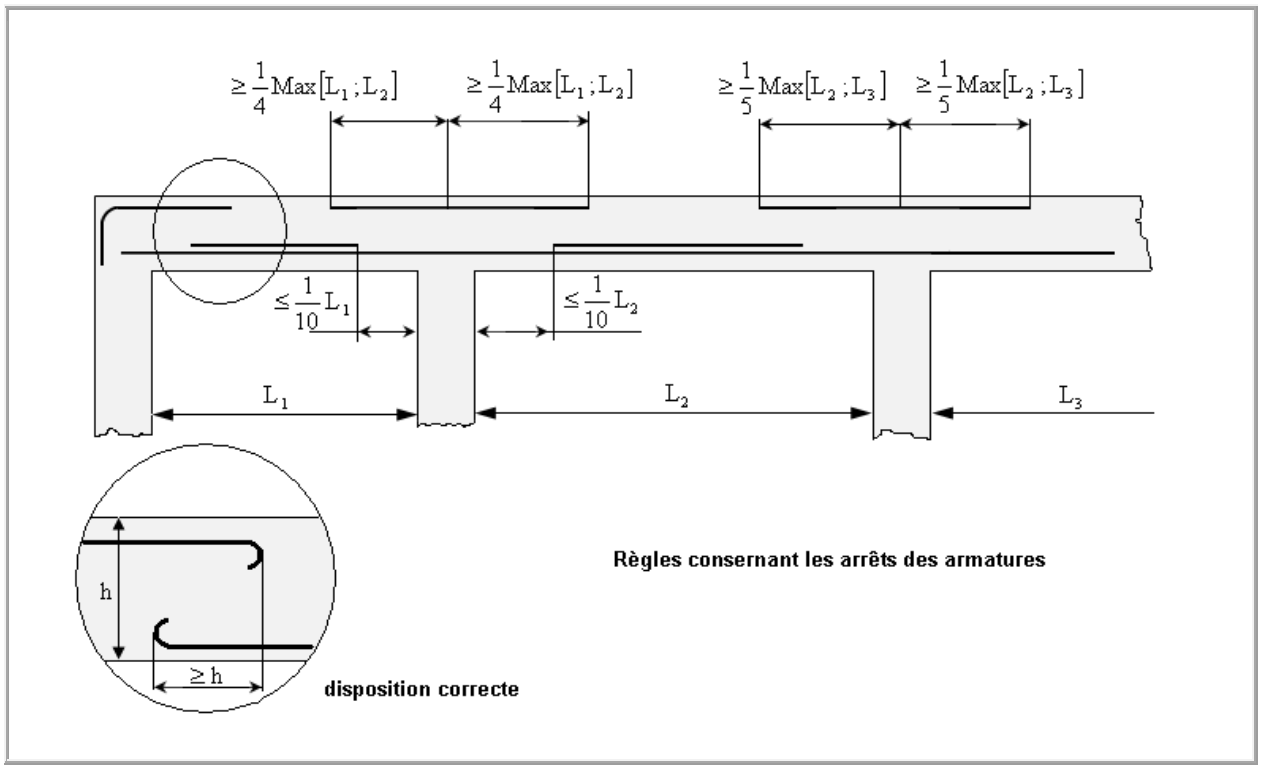
V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Tableau V 4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

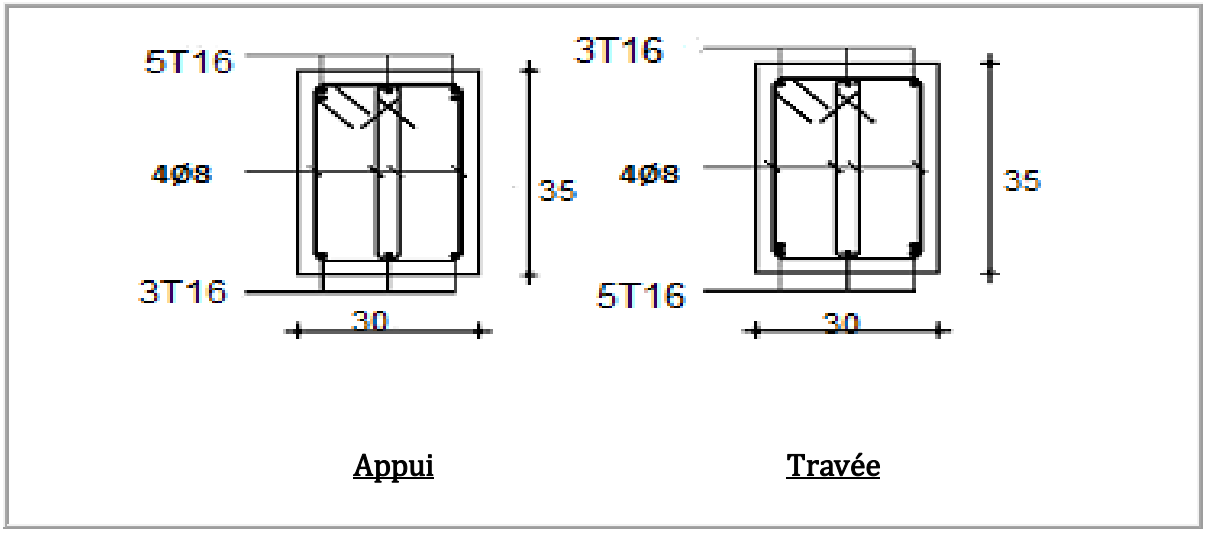
	Niveau	position	Mser (KN.m)	combinaison	A adopter (cm2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
R	Terrasse	Travée	8.84	G+Q	5.65	1.87	52.06	C.V	C.V
		Appui	10.56	G+Q	5.65	2.22	64.83	C.V	C.V
	Etages	Travée	12.71	G+Q	10.05	2.18	44.50	C.V	C.V
		Appui	13.26	G+Q	10.05	2.35	47 .69	C.V	C.V
I	Terrasse	Travée	6.05	G+Q	5.65	1.27	37.14	C.V	C.V
		Appui	13.42	G+Q	5.65	2.82	82.3	C.V	C.V
	Etages	Travée	9.43	G+Q	5.65	1.97	57 .89	C.V	C.V
		Appui	19.48	G+Q	5.65	4.08	119.60	C.V	C.V

Tableau V.5. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

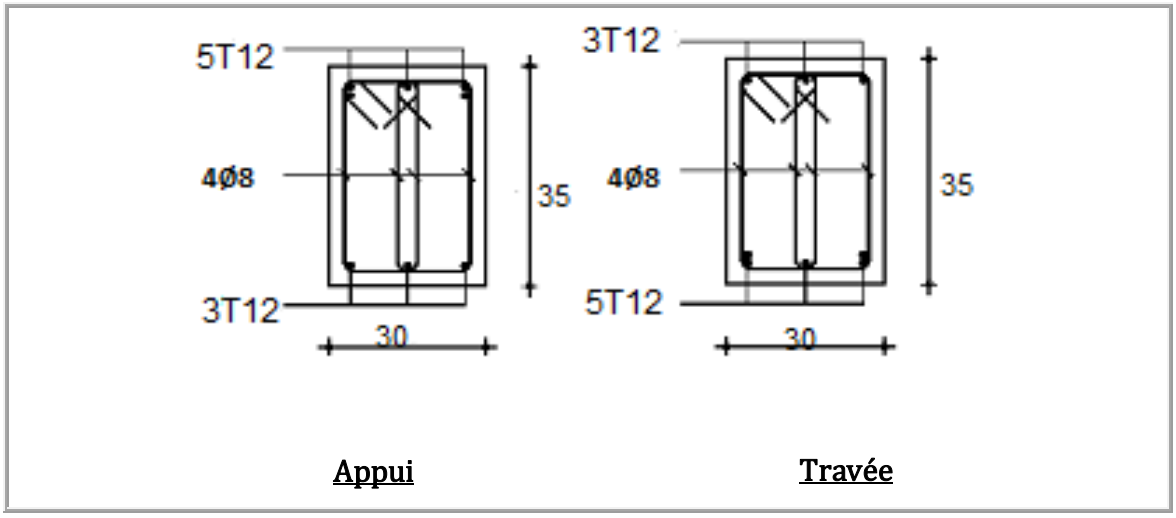
	NIV	position	Mser (KN.m)	combinaison	A adopter (cm2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
R	Etages	appuis	37.34	G+Q	6.88	9.76	230.60	C.V	C.V
	terrasse	appuis	38.04	G+Q	5.65	10.53	278.42	C.V	C.V
I	Etages	appuis	38.99	G+Q	5.65	9.90	234.05	C.V	C.V
	terrasse	appuis	32.47	G+Q	5.65	8.71	230.33	C.V	C.V



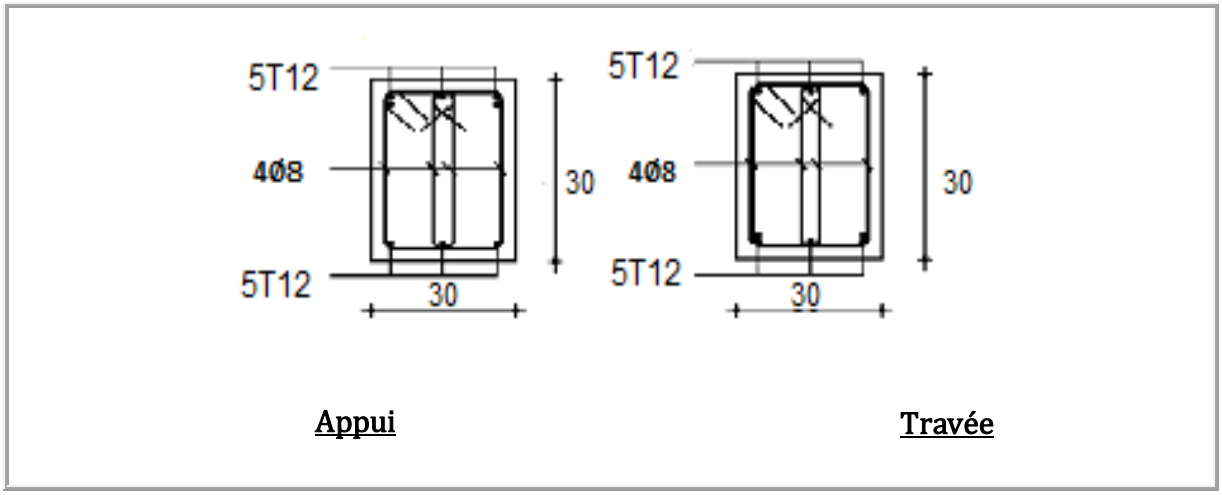
FigureV.1.Disposition des armatures pour les poutres



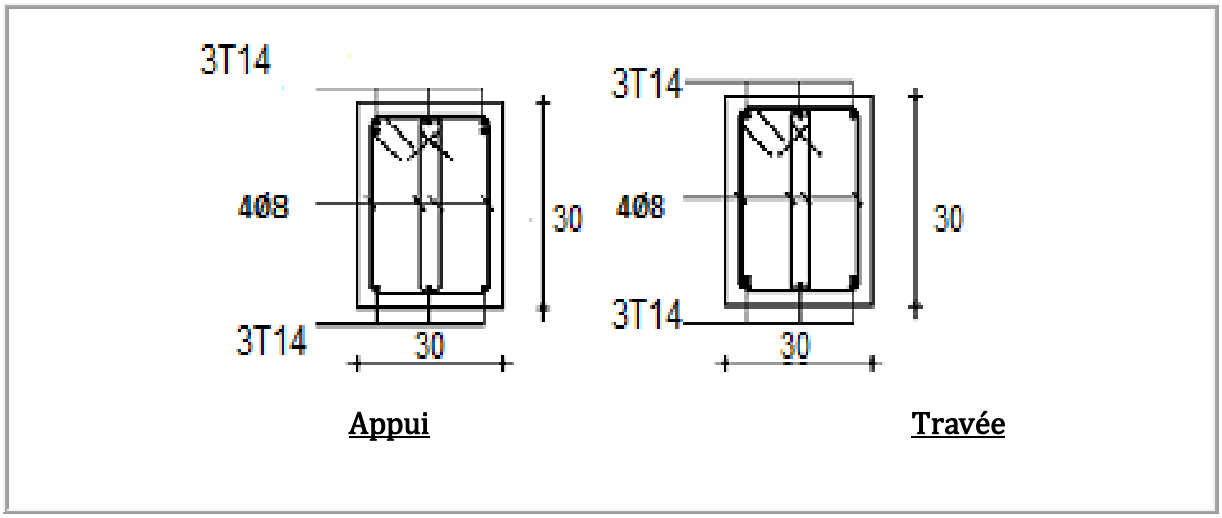
FigureV.2.Ferraillages des poutres principales rives des étages



FigureV.3.Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives de laterrasse



FigureV.4.Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires et rives de la terrasse



FigureV.5.Ferraillages des poutres secondairesrives des étages

V.2.4.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.6.Calcul de $\overline{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.34\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau V.7. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	T_u	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau}_u$	τu≤ $\overline{\tau}_u$
R	Terrasse	84.04	G+Q+Ey	0.086	4.34	C.V
	Etages	199.29	G+Q+Ex	0.204	4.34	C.V
I	Terrasse	46.54	1.35G +1.5Q	0 .048	3.26	C.V
	Etages	57.29	1.35G +1.5Q	0.059	3.26	C.V

Tableau V.8. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	T_u	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau}_u$	τu≤ $\overline{\tau}_u$
R	Terrasse	59.17	0.8G+Ex	0.072	4.34	C.V
	Etages	72.09	G+Q+Ex	0.087	4.34	C.V
I	Terrasse	64.73	G+Q+Ex	0.079	3.26	C.V
	Etages	69.08	G+Q+Ey	0.083	3.26	C.V

V.2.5.Calcul des armatures transversales :

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

D'après **CBA 93** :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

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

Tableau V.9. 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)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC)(cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x30	0,087	915.38	2.01	8	15	1.35	10	20	4Ø8
30x35	0.204	238.90	2.01	10	20	1.8	10	20	4Ø8

V.2.6.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 = 0.85

Tableau V.10. Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.096	0.062	C.V	0.096	0.085	C.V	0. 0073	0.0105	C.V
PS	0.089	0.062	C.V	0.089	0.085	C.V	0.0104	0.0105	C.V

✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➢ **<u>Évaluation détaillée de la flèche</u> :** Flimite= $\frac{L}{500} = \frac{3960}{500}$ = 7.92 mm

Tableau V.11. Vérifications détaillée de la flèche des poutres.

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	M	λ_i	λ_v
13.26	10.05	17.44	0.0121	0.851	231.510	0.252	1.720	0.679
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
209754.08	$156.241*10^3$	$189.111*10^3$	3.96	4.035	9.972	6.010	9.10	C.V

✓ Donc, On garde h=35cm et b=30cm

V.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales 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 :**

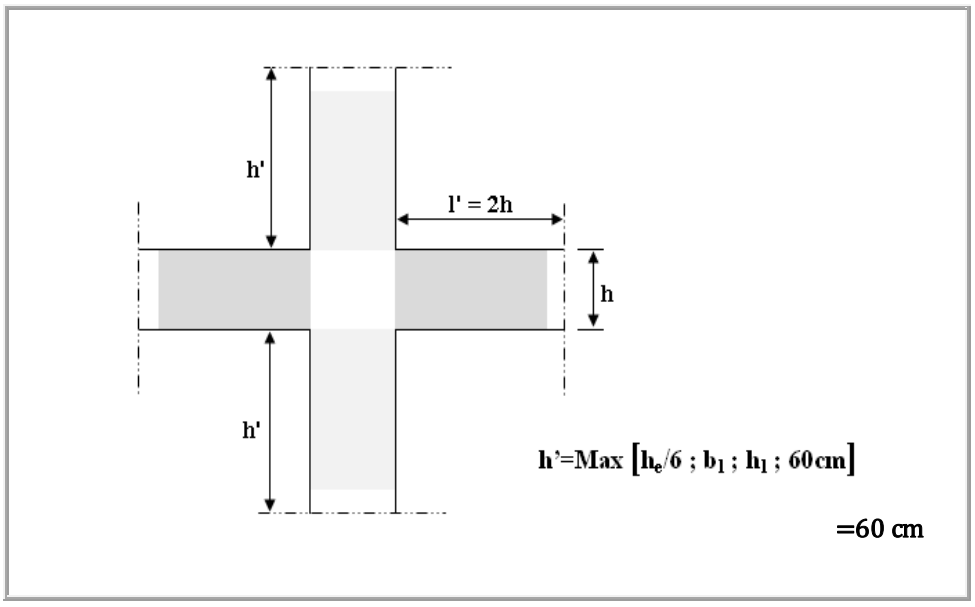
$$A_l = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_l}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

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 bornée par la face supérieur du plancher et h'.



FigureV.6.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 recouvrements est de : 40 Φ en zone IIa
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm 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.
  - he : 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 2eme ordre due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 L^2 f (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{Mu\text{G}}{Mu}$
- ✓ MuG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
- ✓ Lf : 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.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

- on doit vérifier que :

$$\frac{lf}{h} \leq \text{Max}\ (15\ \text{et}\frac{20*e1}{h})$$

Tableau V.12. Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU

	Solli	valeur	MuG(KN.m)	comb	e1 (cm)	e2 (cm)	ea (cm)	$\frac{L_F}{h}$	Max($\frac{20*e1}{h}$ 15)	vérif
R	Nmax(KN)	768.49	27.81	G+Q+Ey	1.20	0.0376	2	6.45	15	C.V
	Mcorr(KN.m)	9.26								
	Mmax(KN.m)	20.08	4.04	G+Q-Ex	5.77	0.0376	2	6.45	35.73	C.V
	Ncorr(KN)	277.60								
	Nmin(KN)	359.90	6.36	G+Q-Ey	1.57	0.0376	2	6.45	15	C.V
	Mcorr(KN.m)	5.65								
I	Nmax(KN)	1020.4	20.29	G+Q+Ey	2.22	0.0376	2	6.45	15	C.V
	Mcorr(KN.m)	22.71								
	Mmax(KN.m)	33.92	20.29	G+Q-Ex	6.89	0.0376	2	6.45	42.66	C.V
	Ncorr(KN)	491.72								
	Nmin(KN)	336.47	4.84	G+Q-Ey	1.78	0.0376	2	6.45	15	C.V
	Mcorr(KN.m)	6								

V.3.1.d.Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableaux V.13. Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU

	MG(kN.m)	N(kN)	comb	sect	M1(kN.m)	A(cm²)	A'(cm²)
Rive	24.88	768.49	G+Q+Ey	SPC	140.15	0.0220	0
	21.68	277.68	G+Q-Ex	SPC	63.33	0.0031	0
	12.97	359.48	G+Q-Ey	SPC	66.89	0.0155	0
INT	43.44	1020.36	G+Q+Ey	SPC	196.50	0.0067	0
	43.90	491.72	G+Q-Ex	SPC	117.66	0.0250	0
	12.84	336.47	G+Q-Ey	SPC	63.32	0.0032	0

	AminCBA (cm²)	Amin RPA (cm²)	Amax RPA (cm²)	Amax RPA (cm²)	Achoisies (cm²)
			Nodale	Courante	
Rive 35*35	1.225	6.125	73.5	49	8HA12=9.05 cm²
Inter 35*35	1.225	6.125	73.5	49	8HA12=9.05 cm²

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 sollicitations Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.\nu_1}{I_G^{'}} \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.(\nu_1 - c^{'})}{I_G^{'}}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Tableau V.14.Vérification des armatures à ELS des poteaux

Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	sect	Fissu	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
Rive 35X35	9.00	500.62	9.05	SPC	préj	11.30	79.03	C.V	C.V
Inter 35X35	24.97	741.63	9.05	SPC	peu	13,84	139,54	C.V	C.V

V.3.2.Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu 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 (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidental le}\end{cases}$$

- **Selon le RPA99 version 2003 :►► [Art 7.4.3.2]◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

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

Avec :

λ: c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ \text{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.2.c.<u>Vérification des contraintes tangentielles :</u>

Tableau V.15.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)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35x35	G+Q+Ey	65.53	0.57	22.35	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]◄◄:**

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq$ 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]◄◄ :**

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho.Vu}$$

Avec:

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau
- $\lambda_g = \ell_f/a$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq$ Min ($10\phi_l$, 15 cm) en zone IIa
  - Dans la zone courante: $St \leq 15\phi_l$ en zoneIIa

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t * b)$en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

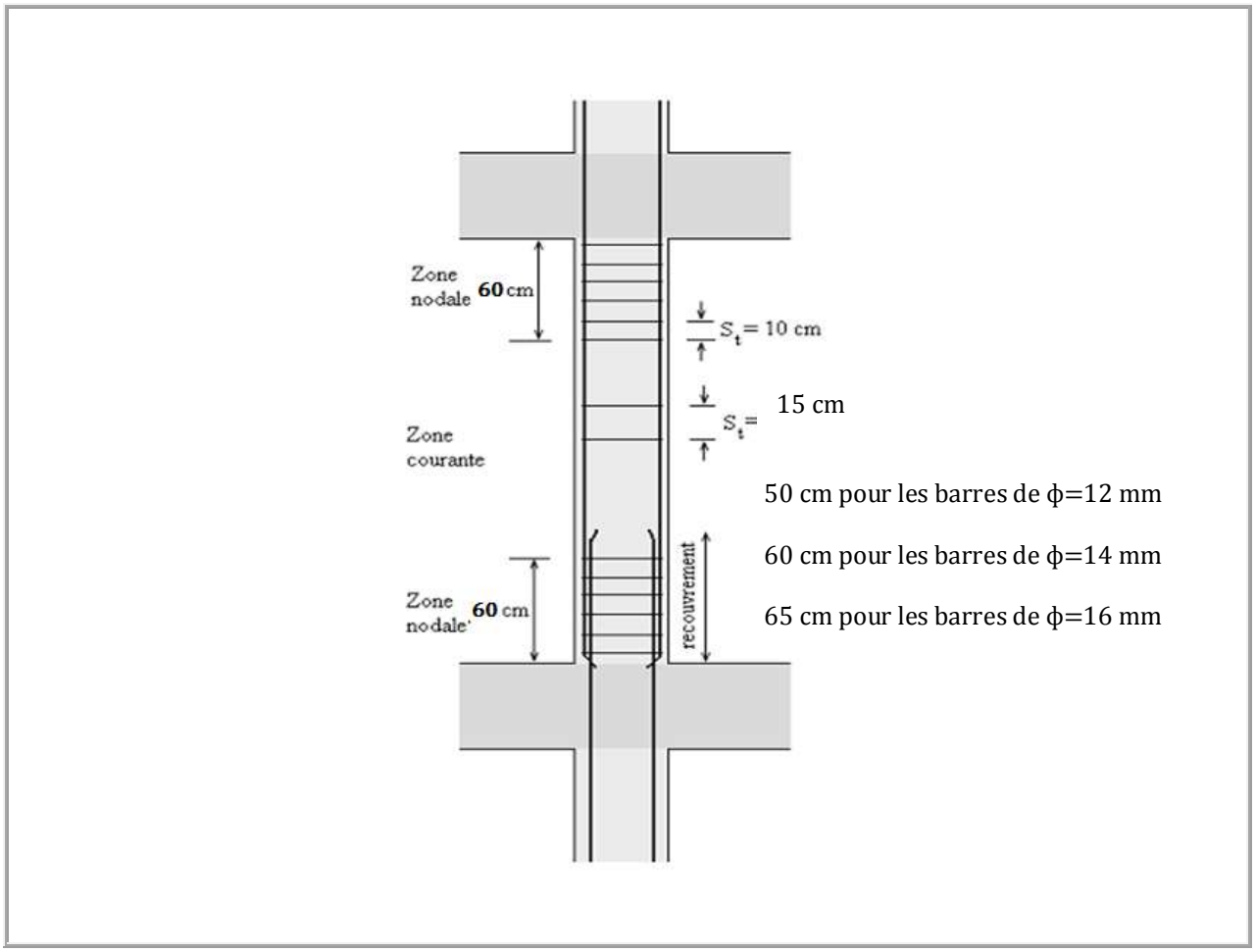
Tableau V.16.Les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (cm^2)	λ_g	ρ	St cal RPA (cm)	Zone	St RPA	St finale	Choix
35x35	65.53	2.01	6.46	2.5	10.09	cour	15	15 cm	4Ø8
						nod	10	10 cm	4Ø8

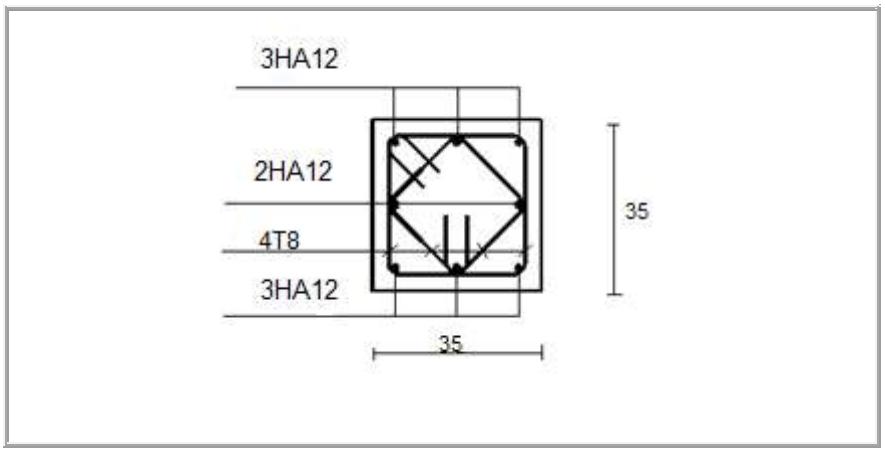
❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1]►► [Art 7.4.2.2]◄◄:**

Tableau V.17.Vérification de la quantité d'armatures transversales

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
35x35	cour	0.38	C.V
	nod	0.57	C.V



FigureV.7.Disposition des armatures pour les poteaux



FigureV.8.Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages

V.3.Ferraillage des voiles :

V.3.1.Introduction :

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles avec ouverture porteurs en béton armé, dont le but 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 99Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

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 barres 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.

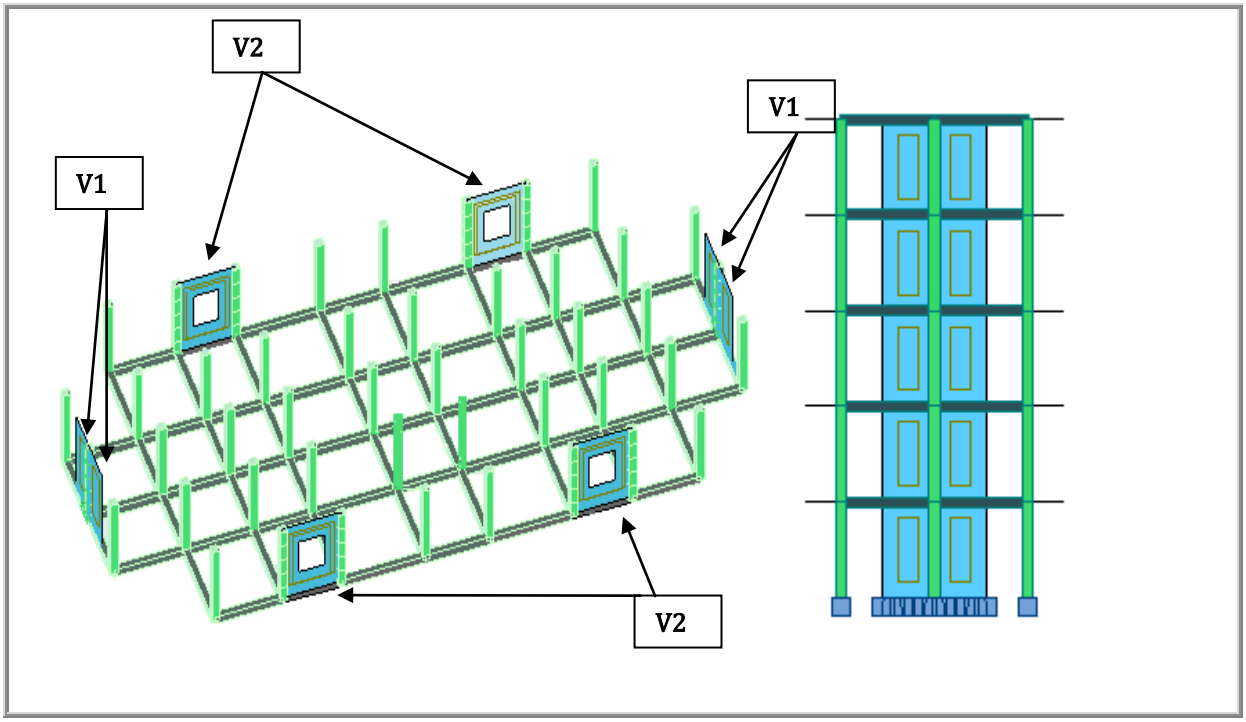
B.Calcul du ferraillage vertical :

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 les épaisseurs suivantes :

- e=15 cm



FigureV.9.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.

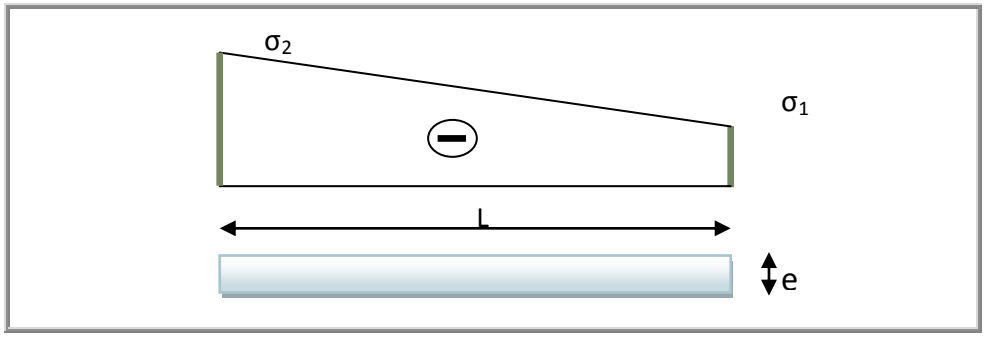
$\frac{I}{v}$;$\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

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:

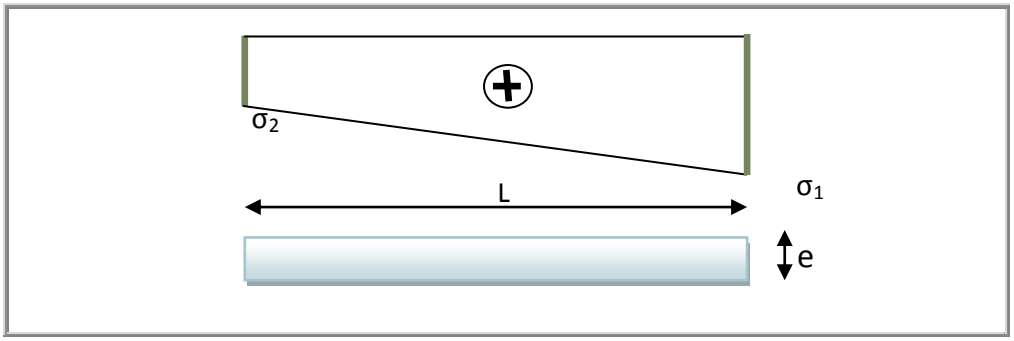
1- Section entièrement tendue (**SET**): σ_1 et $\sigma_2 < 0$



FigureV.10.Section entièrement tendue

$$A_S = \frac{F}{\sigma_S} \Rightarrow F = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] \times e \times L$$

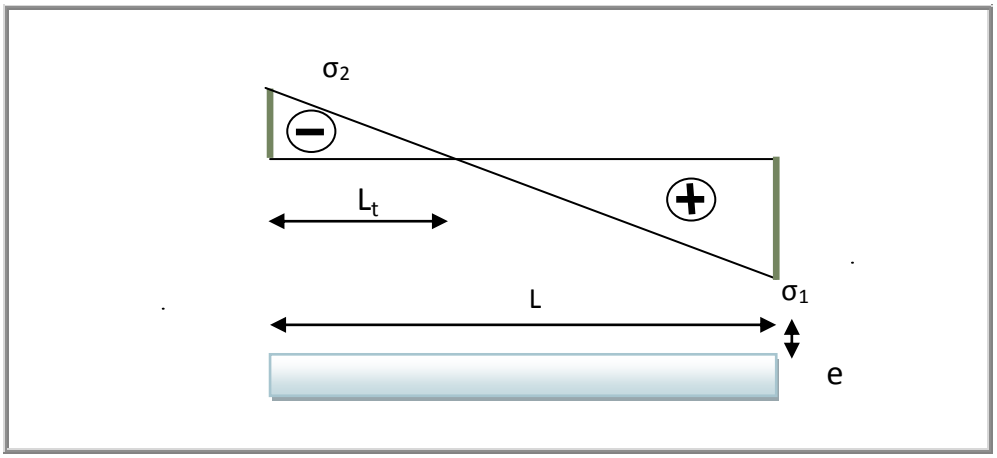
2- Section entièrement comprimée (**SEC**): σ_1 et $\sigma_2 > 0$



FigureV.11.Section entièrement comprimée

$$A_{S\,min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : **σ_1** et **σ_2 de signes opposées.**



FigureV.12.Section partiellement comprimée

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

Tableau V.18.Les armatures verticales de voile d'épaisseur 15 cm

épaisseur	15 (cm)
Voile	V1
L (m)	1.95
σ_1 (MPa)	13.01
σ_2 (MPa)	-0.04
Nature	spc
Lt(m)	0.15
F(KN)	0.45
σ_s (MPa)	348
(A_s /ml)(cm^2)	0.013
($A_{s'}$/ml)(cm^2)	0.013
0.2 $^0/_0$ Bt	5.85
A_s /ml $\geq$ 0.2 $^0/_0$ Bt	C. V
A_{min} CBA (cm^2)	2.92
A_{min} RPA (cm^2)	4.39
S_t d'about (cm)	10
S_t courante (cm)	20
(2) armatures d'about (cm^2)	12HA10 =7.85 cm^2
(2) armatures Courante (cm^2)	4HA12+ 4HA10 =7.66 cm^2

C.Armatures transversales :

Lesarmatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures(épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t \leq Ø_v$.

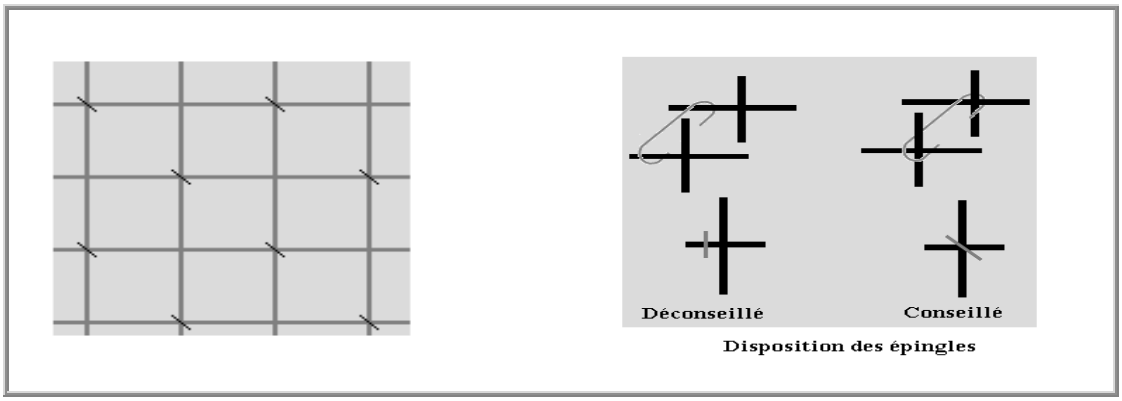


Figure V.13. Les armatures transversales et les épingles

Pour le bloc, toutes les longueurs de recouvrement sont :Lr=40ϕ=65 cm

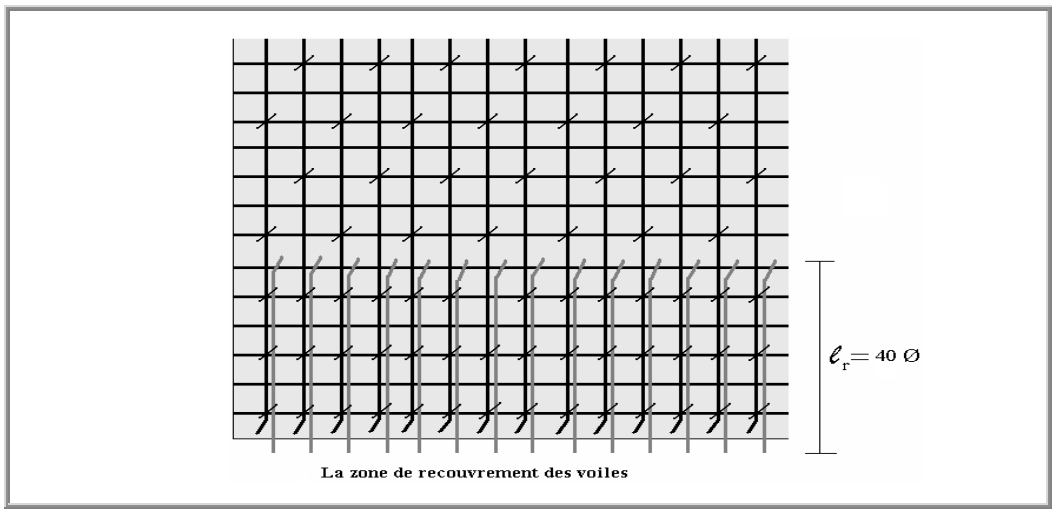


Figure V.14. La zone de recouvrement des voiles

➢ **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 : $\tau_u = \frac{1{,}4T_{cal}}{b_0 d}$

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 : $\bar{\tau} = 0{,}2\, f_{c28}$,Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau V.19.Vérification a l'effort tranchant de voile

	Epaisseur (cm)	T(KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
Voile	15	369.61	1.06	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 At est connue, alors : At=2.at=2.$\pi\phi_t^2/4$=1.00cm^2, ϕt=8 mm

L'espacement St des aciers horizontaux :$S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3*f_{t28}*K)}$

- K=1+3(σ_{cm}/ f_{cj}) en flexion composée avec compression.
- K=1-10($_{\sigma tm}$/ $_{fcj}$) en flexion composée avec traction.

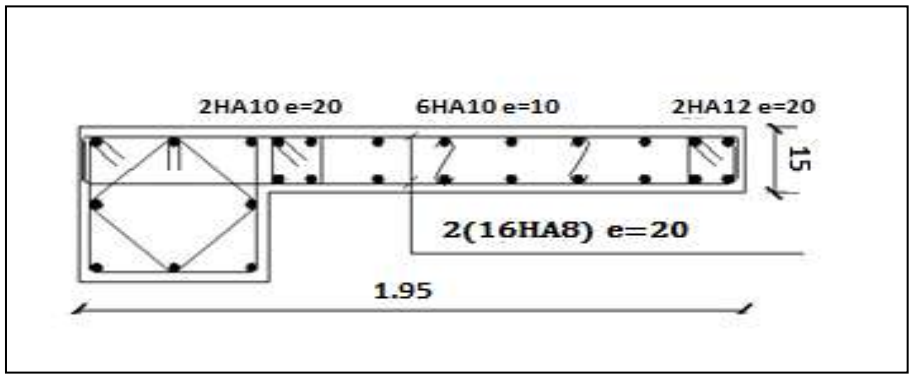
- $\sigma_{cm}=N_c/B, \sigma_{tm}=N_t/B$ (N_c: effort normal de compression: effort normal de traction$B=L*a$: section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm] **[2]**

$S_t \leq$ min (1,5a, 30cm) **[1]►►[Art 7.7.4.3]◄◄**

Tableau V.20.Détermination des armatures horizontales

	Ep (cm)	N(KN)	K	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin B =0.15%	Ah≥ Amin
Voile	15	268.46	-0.339	40	22.5	20	2(16Ø8)=8 .03	3.6	C.V



FigureV.15.Disposition des armatures dans les voiles

V.3.2. les linteaux:

Le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple comme pour les poutres, et on le vérifie selon les règlements en vigueur (CBA93 et RPA99).

- des aciers longitudinaux de flexion A_l
- des aciers transversaux At
- des aciers en partie courante (acier de peau) Ac

V.3.2.1 recommandation du RPA2003:

a/Premier cas: $\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$

❖ **Aciers longitudinaux:**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e}$ Avec Z=h-2d'

h: hauteur totale du linteau.

d: la distance d'enrobage.

M: moment dû à l'effort tranchant ($T = \overline{1.4T}$)

❖ **Aciers transversaux:**

- **premier sous cas:** linteau long (λ_g=l/h > 1)

On a $s \leq \frac{A_t.f_e.z}{\overline{T}}$

Où S : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t: section d'un cours d'armatures transversales

Z=h-2d'

- **deuxième sous cas:** linteau courts (λ_g=l/h ≤ 1)

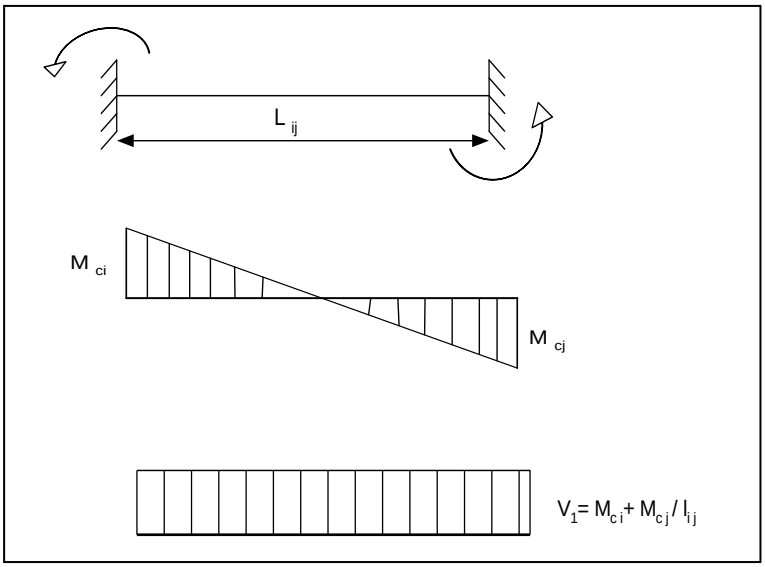
On doit avoir: $S \leq \frac{A_t.f_e.l}{T + A_t f_e}$

T=min (T_1, T_2) T_2=2 $T_{u\ calcul}$ $T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec :

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

$M_c = A_l.f_e.Z$



b/Deuxième cas: $\tau_b > 0.06\ f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

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

Avec : $tg\alpha = (h-2d)/l$

T=Tu calcul (sans majoration)

c/Ferraillage minimal exigée par le RPA

$A_l, A_l' \geq 0.15\%\ b.h$

$A_c \geq 0.2\%\ b.h$

$A_D = 0$ si $\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$

$A_D = 0.15\%\ b.h$ si $\tau_b > 0.06\ f_{c28}$

$A_t \geq 0.15\%\ b.s$ si $\tau_b \leq 0.025\ f_{c28}$

$A_t > 0.25\%\ b.s$ si $\tau_b > 0.025\ f_{c28}$

V.3.2.2 recommandation du CBA93 :

- La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$ [A.7.1.2]
- L'espacement des armatures transversales doit vérifier les trois conditions suivantes :

$St \leq \min [0.9d; 40cm]$

$$\frac{A_t . f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S .(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$ [A.5.1.2]

Avec K=1, $\alpha=90^0$

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right]$$

V.3.2.3calcul des Armatures longitudinales:

Faux d'abord spécifie le cas ou se fait les calculs des linteaux par la vérification suivante :

Tableau V.21.Ferraillage longitudinales de linteau

e cm	L cm	h cm	V	M	τ_b	$\pi_b \leq 0.06F_{c28}$	A_L cm²	A_L cm²	A_{Lmin} cm²	$A_{Lchoise}$
15	140	90	228.42	1.11	0.026	C.V	0.032	0.032	3.15	9 HA 10=7.06

V.3.2.4Armatures transversales:

Suivons le premier cas des linteaux faut vérifier si les linteaux sont courts ou longs

On a λ_g=l/h > 1donc les linteaux sont longs

Tableau V.22..Ferraillage transversales de linteau

e cm	l cm	h cm	V	f_e	λ_g	$\lambda_g > 1$	S_t	A_t (cm^2)	A_{tmin} (cm^2)	$A_{tchoise}$
15	140	90	228.42	400	1.55	C.V	19.2	1.00	2.88	7HA8 =3.51

V.3.2.5Armatures diagonales :

Les armatures diagonales ne sont pas nécessaires étant donné que

$\tau_b \leq 0.06.f_{c28} \Rightarrow$ **A_D=0**

V.3.3.les trumeaux:

Les trumeaux travaille de la même façon que les voiles pleine ils sont soumises aux les mêmes exigences du RPA2003 et CBA93

V. 3.3.1 ferraillage vertical

Les résultats de ferraillage vertical des trumeaux sont donnés par le tableau suivant

Tableau V.23.. Les aciers verticaux des trumeaux

voiles	S	L	N	M	A_1	A_{min} CBA	A_{min} RPA	choix des barres
A	0.087	0.58	59.32	87.7	1.62	1.57	2.7	3HA12
			241.36	2.32	3.13			
			731.62	3.08	0.00			

V.5.3.2 Aciers horizontaux :

Les résultats de ferraillage horizontal des trumeaux sont donnés par le tableau suivant:

Tableau V.24.Les Armatures horizontales des trumeaux.

T (KN)	$\overline{T}$ (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{bRPA}$ (MPa)	$\overline{\tau}_{bCBA}$ (MPa)	S_h(cm)		$S_{h\ choisi}$ (cm)	φ_{max} (cm) RPA	A_h (cm^2)	$A_{h\ choisi}$ (cm^2)
					RPA	CBA				
5.64	7.89	0.048	5	3.26	22.5	40	20	1.5	0.9	8HA10

V.5.3.3.Vérification des voiles à l'E.L.S :

La vérification des armatures est résumée dans le tableau suivant **:**

Tableau V.25.. Vérification état limite service

S (m^2)	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_1 (cm^2)	**$б_b$ (MPa)**	**$\overline{б}_b$ (MPa)**	**$б_{s1}$ (MPa)**	**$б_{s2}$ (MPa)**	**$\overline{б}_s$ (MPa)**
0.087	0.58	38.73	7.17	3.83	0.4	15	0.9	5.2	202
		24.63	2.98	3.83	0	15	24.	40.3	202
		324.95	2.37	3.83	1.8	15	26.2	24.8	202

Chapitre VI

Calcul des fondations

Introduction :

Une fondation est un ouvrage de transition entre les éléments porteurs de la structureet 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.

- 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 :

- ➢ Sol de faible humidité et de moyenne à forte compacité. W%=9.96% ;
- ➢ Sol de nature argilo marneuse brunâtre carbonatée ;
- ➢ Sol Peu plastique ;
- ➢ Sol Peu compressible et peu gonflant ;
- ➢ Sol de bonne cohésion c=0.10 bars ;
- ➢ Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle ;

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à σ_{sol} **= 1,9 bars** avec un ancrage de **1,8m** sous le niveau du sous-sol (+0.34).

- Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

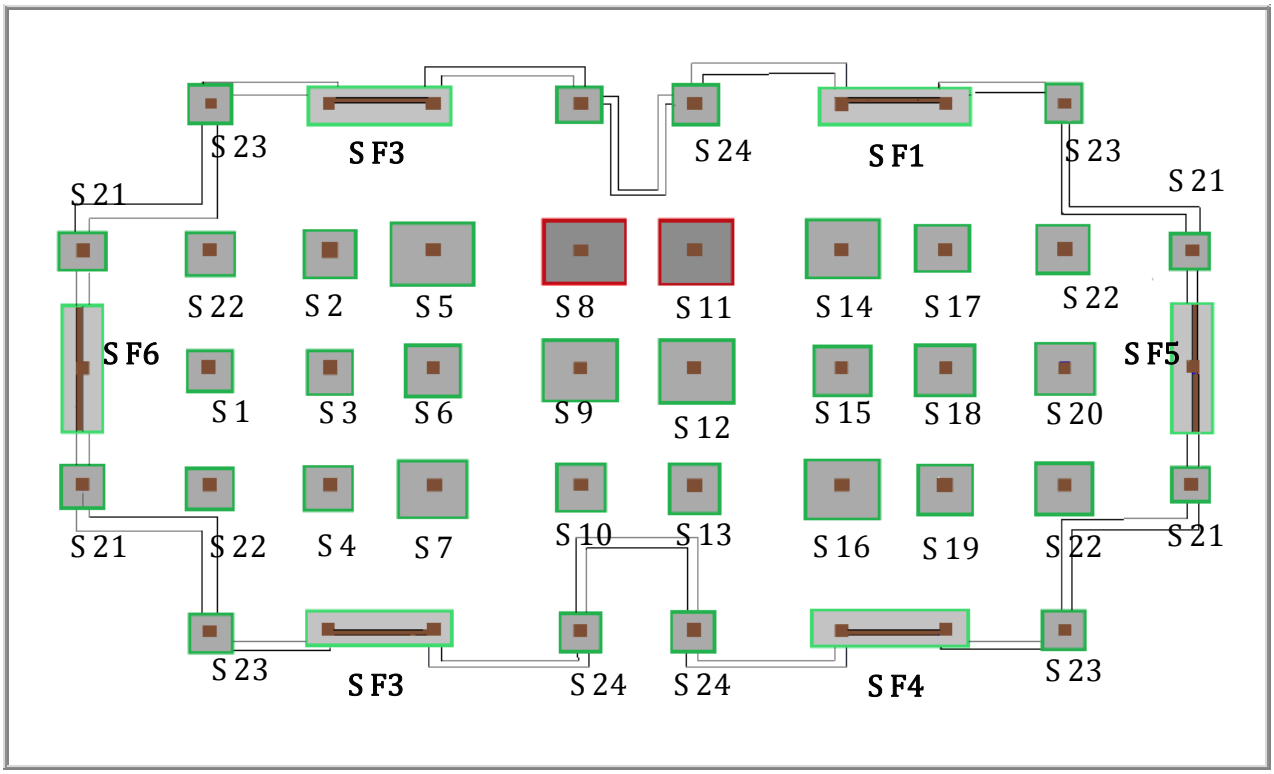
- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.

- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles filantes sous poteaux.

Les schémas suivants montrent la disposition initialedessemelles :

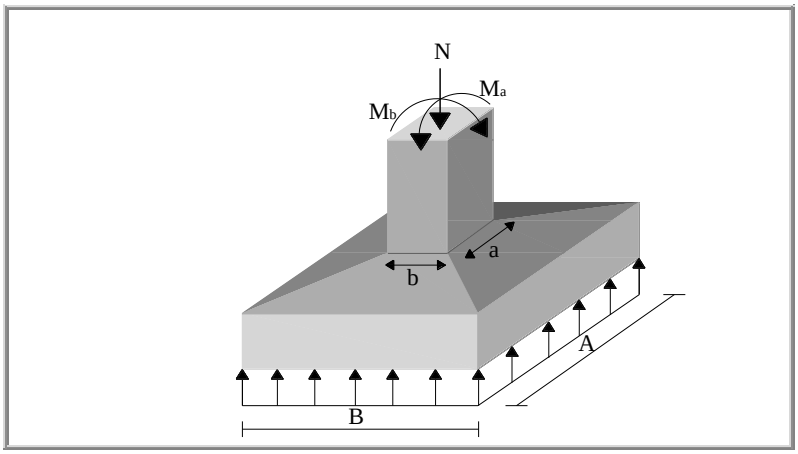


FigureVI.1.Représentationinitiale des semelles

VI.1.Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B



FigureVI.2.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

- ✓ **Si M=0 :**

$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma S}}$

$$\begin{cases} d_a \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp} \Rightarrow da_{adp} = h_{adp}-e-\frac{\phi}{2} \\ d_b = d_{aadp} - \frac{\phi a + \phi b}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases}$$

✓ **Si M≠0 :**

On procèdecomme suit:

Tableau VI.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

<table>
<tr><th colspan="3">Repartition trapézoïdale</th><th colspan="3">Repartition triangulaire</th></tr>
<tr><td colspan="6">Dimensionnement des semelles</td></tr>
<tr><td colspan="3">$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \leq B/6$</td><td colspan="3">$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \geq B/6$</td></tr>
<tr><td colspan="3">$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$(1)</td><td colspan="3">$\frac{1.995a}{b}\sigma s.B^2 - (3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\sigma s)B - 2.N \geq 0$</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td colspan="2">$\Rightarrow B \Rightarrow A$</td><td colspan="3" rowspan="2">$A=\frac{a}{b}.B$</td></tr>
<tr><td>Ma≠0</td><td colspan="2">$\frac{b}{a}\sigma s.A^3 - N.A - 3.e_{0a}.N \geq 0$(2)</td></tr>
<tr><td colspan="6">Ferraillage des semelles</td></tr>
<tr><td>$e_{0b} \leq B/18$</td><td colspan="2">$A_b=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{B-b}{8\ db\sigma s})$</td><td colspan="3">$M_{1b}=A(B/2-0.35b)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$
$Ab= M_{1b}/\beta.db.\sigma s$</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td colspan="2">$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\sigma s})$</td><td>Ma=0</td><td colspan="2">$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\sigma s})$</td></tr>
<tr><td>Ma≠0 et $e_{0a} \leq A/18$</td><td colspan="2">$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/A))(\frac{A-a}{8\ da\sigma s})$</td><td>Ma≠0</td><td colspan="2">$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$
$Aa= M_{1a}/\beta.da.\sigma s$</td></tr>
</table>

L'espacement est le suivant : $Sa=\frac{B-2(e+\phi b+\frac{\phi a}{2})}{na-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\phi b}{2})}{nb-1}$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS.

VI.1.1. Dimensionnement des semelles isolées:

Tableau VI.2.Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS du bloc

	N_{ELU} (KN)	$M_{X\,ELU}$ (KN.m)	$M_{Y\,ELU}$ (KN.m)	A(m)	B(m)	h(cm)	d_a(cm)	d_b(cm)	e(cm)
S1	503,94	0,65	0,06	1,7	1,7	37	34	32,80	15
S2	501,96	0,75	-0,99	1,7	1,7	37	34	32,80	15
S3	485,49	0,65	-0,82	1,7	1,7	37	34	32,80	15
S4	506,79	0,55	-0,89	1,7	1,7	37	34	32,80	15
S5	564,64	0,84	3,26	1,8	1,8	40	37	35,80	15
S6	544,40	0,57	2,83	1,7	1,7	37	34	32,80	15
S7	562,04	0,51	2,80	1,8	1,8	40	37	45,80	15
S8	698,46	11,51	-3,81	2,0	2,00	45	42	40,80	15
S9	665,32	-2,26	-2,73	1,9	1,9	42	39	37,80	15
S10	543,15	0,70	-2,37	1,7	1,7	37	34	32,80	15
S11	725,63	13,77	-10,99	2,0	2,00	45	42	40,80	15
S12	664,69	-1,24	3,01	1,9	1,9	42	39	37,80	15
S13	543,66	0,62	2,50	1,7	1,7	37	34	32,80	15
S14	564,00	0,80	-3,90	1,8	1,8	40	37	35,80	15
S15	544,52	0,59	-2,71	1,7	1,7	37	34	32,80	15
S16	561,96	0,50	-2,68	1,8	1,8	40	37	35,80	15
S17	502,07	0,73	1,12	1,7	1,7	37	34	32,80	15
S18	485,51	0,64	0,93	1,7	1,7	37	32	32,80	15
S19	506,84	0,54	1,01	1,7	1,7	37	34	32,80	15
S20	503,93	0,63	0,06	1,7	1,7	37	34	32,80	15
S21	222,79	0,24	4,01	1,2	1,2	27	23	21,80	15
S22	500,94	0,74	0,59	1,7	1,7	37	34	32,80	15
S23	247,70	1,45	3,06	1,2	1,2	27	23	21,80	15
S24	398,93	2,83	-4,33	1,5	1,5	34	31	29,80	15

Tableau VI.3. Vérification des contraintes des semelles isolées à l'ELU du bloc

	N_{ELU} (KN)	$M_{X\,ELU}$ (KN.m)	$M_{Y\,ELU}$ (KN.m)	(1)	(2)
S1	690,91	0,89	0,08	C.V	C.V
S2	688,23	1,03	-1,37	C.V	C.V
S3	665,49	0,90	-1,13	C.V	C.V
S4	694,75	0,76	-1,22	C.V	C.V
S5	774,49	1,16	4,94	C.V	C.V
S6	746,52	0,78	3,86	C.V	C.V
S7	770,75	0,70	3,86	C.V	C.V
S8	985,50	15,80	-5,25	C.V	C.V
S9	912,79	-3,11	-3,76	C.V	C.V
S10	744,76	0,95	-3,26	C.V	C.V
S11	1017,77	18,92	-15,14	C.V	C.V
S12	887,34	-1,70	4,14	C.V	C.V
S13	745,46	0,85	3,44	C.V	C.V
S14	773,61	1,10	-4,55	C.V	C.V
S15	746,69	0,80	-2,73	C.V	C.V
S16	770,65	0,86	-3,70	C.V	C.V
S17	688,38	1,01	1,54	C.V	C.V
S18	665,52	0,88	1,29	C.V	C.V
S19	694,82	0,74	1,39	C.V	C.V
S20	690,89	0,87	0,08	C.V	C.V
S21	304,96	0,33	5,52	C.V	C.V
S22	685,88	1,02	0,79	C.V	C.V
S23	338,80	1,98	4,21	C.V	C.V
S24	547,36	3,98	-5,95	C.V	C.V

Remarque:

D'après le tableau VI.3, on constate un chevauchement entre les semelles S2 et S5 ,S3 et S6, S8 et S11 ; S9 et S12, S10 et 13 ,S14 et S17 ,S15 et S18.On les remplace alors, par une semelle filante sous deux poteaux.

VI.1.2. Ferraillage des semelles isolées:

Tableau VI.4.Calcul du ferraillage des semelles isolées à l'ELU du bloc

	N (kN)	Méthode des bielles		$A_{a\ ELU}$ (cm^2)	$A_{b\ ELU}$ (cm^2)
		$e_{0a\ ELU} \leq A/18$	$e_{0b\ ELU} \leq B/18$		
S1	761,72	C.V	C.V	11,68	12,11
S4	765,56	C.V	C.V	11,73	12,11
S7	863,37	C.V	C.V	11,48	12,94
S16	863,27	C.V	C.V	12,90	11,31
S19	765,63	C.V	C.V	11,73	12,18
S20	761,70	C.V	C.V	11,68	12,11
S21	329,14	C.V	C.V	4,81	5,39
S22	756,69	C.V	C.V	11,51	12,03
S23	365,25	C.V	C.V	4,98	5,56
S24	597,11	C.V	C.V	8,72	9,08

Tableau VI.5.Calcul du ferraillage des semelles isoléesà l'ELSdu bloc

	N (kN)	Méthode des bielles		$A_{a\ ELS}$ (cm^2)	$A_{b\ ELS}$ (cm^2)
		$e_{0a\ ELS} \leq A/18$	$e_{0b\ ELS} \leq B/18$		
S1	574,75	C.V	C.V	8,81	9,40
S4	577,60	C.V	C.V	8,86	9,13
S7	654,66	C.V	C.V	9,77	10,17
S16	654,58	C.V	C.V	9,77	10,00
S19	577,65	C.V	C.V	8,85	9,20
S20	574,74	C.V	C.V	8,81	9,12
S21	247,46	C.V	C.V	3,56	3,87
S22	571,73	C.V	C.V	8,60	9,04
S23	273,42	C.V	C.V	3,77	4,10
S24	449,07	C.V	C.V	6,45	6,81

Recapitulation:

Tableau VI.6.Ferraillage final des semelles isolée set leur espacement du bloc

	$A_{a\ final}(cm^2)$	$A_{b\ final}(cm^2)$	S_a(cm)	S_b(cm)
S1	**11HA12**=12.44	**11HA12**=12.44	13,60	13,88
S4	**11HA12**=12.44	**11HA12**=12.44	13,60	13,88
S7	**12HA12**=13.57	**12HA12**=13.57	13,27	13,52
S16	**12HA12**=13.57	**12HA12**=13.57	13,27	13,52
S19	**11HA12**=12.44	**11HA12**=12.44	13,60	13,88
S20	**11HA12**=12.44	**11HA12**=12.44	13,60	13,88
S21	**6HA12**=6.78	**6HA12**=6.78	17,28	17,76
S22	**11HA12**=12.44	**11HA12**=12.44	13,60	13,88
S23	**6HA12**=6.78	**6HA12**=6.78	17,28	17,76
S24	**9HA12**=10.18	**9HA12**=10.18	14,55	14,85

✓ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls \geq \frac{\emptyset \,.\, fe}{4\,.\,\tau s} = \frac{1{,}2\,.\,400}{4\,.\,2{,}835}$=42.32 cm

Tableau VI.7. Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées

	B(m)	A(m)	A/4 (cm)	Ls (cm)	Ls≥ A /4	A/8 (cm)	A/8≤Ls≤A/4
S1	1,7	1,7	42,50	42,35	C.N.V	21,25	C.V
S4	1,7	1,7	42,50	42,35	C.N.V	21,25	C.V
S7	1,8	1,8	45,00	42,35	C.N.V	25,62	C.V
S16	1,8	1,8	45,00	42,35	C.N.V	25,50	C.V
S19	1,7	1,7	42,50	42,35	C.N.V	21,25	C.V
S20	1,7	1,7	42,50	42,35	C.N.V	21,25	C.V
S21	1,2	1,2	30,00	42,35	C.V	-	-
S22	1,7	1,7	42,50	42,35	C.N.V	21,25	C.V
S23	1,2	1,2	30,00	42,35	C.V	-	-
S24	1,5	1,5	37,50	42,35	C.V	-	-

Conclusion :

- Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets sauf les barres des semelles S21 S23 S24 pour la condition Ls≥ A /4 verifier
- Vérification de la stabilité au renversement :**[1]►►[Art 10.1.5]◄◄**

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

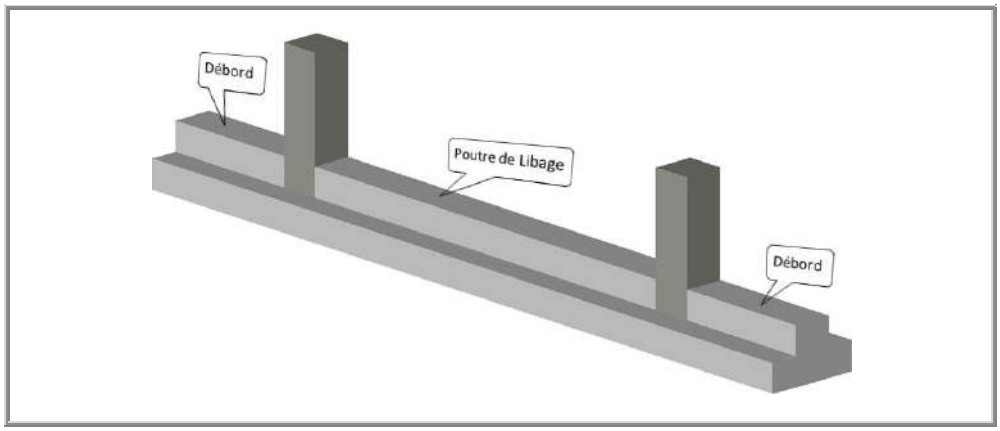
Tableau VI.8. Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées

	N_{ELU} (kN)	$M_{X\,ELU}$ (kN.m)	$M_{Y\,ELU}$ (kN.m)	e_X(m)	e_Y(m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
S1	761,72	0,89	0,08	$1{,}17.\ 10^{-3}$	$1{,}05.\ 10^{-4}$	1,7	0,43	C.V
S4	765,56	0,76	-1,22	$9{,}93.\ 10^{-4}$	$-1{,}59.\ 10^{-3}$	1,7	0,43	C.V
S7	863,37	0,70	3,86	$8{,}90.\ 10^{-4}$	$4{,}45.\ 10^{-3}$	1,8	0,45	C.V
S16	863,27	0,86	-3,70	$9{,}96.\ 10^{-4}$	$-4{,}27.\ 10^{-3}$	1,8	0,45	C.V
S19	765,63	0,74	1,39	$9{,}67.\ 10^{-4}$	$1{,}82.\ 10^{-3}$	1,7	0,43	C.V
S20	761,70	0,87	0,08	$1{,}03.\ 10^{-3}$	$1{,}05.\ 10^{-4}$	1,7	0,43	C.V
S21	329,14	0,33	5,52	$1{,}02.\ 10^{-3}$	$1{,}67.\ 10^{-2}$	1,2	0,30	C.V
S22	756,69	1,02	0,79	$1{,}35.\ 10^{-3}$	$1{,}04.\ 10^{-3}$	1,7	0,43	C.V
S23	365,25	1,98	2,98	$5{,}42.\ 10^{-3}$	$8{,}16.\ 10^{-3}$	1,2	0,30	C.V
S24	597,11	3,89	-4,05	$6{,}67.\ 10^{-3}$	$-6{,}78.\ 10^{-3}$	1,5	0,38	C.V

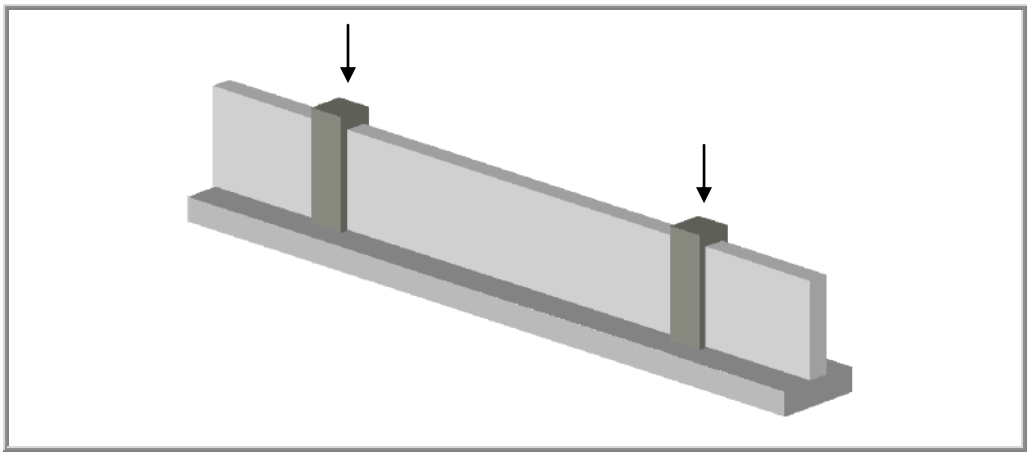
VI.2.Calcul des semelles filantes :

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

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement;



FigureVI.3.Schéma d'une semelle filante sous poteaux



FigureVI.4.Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.2.1. Semelles filantes sous voile :

a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \; ; M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- ∑N :est la somme des efforts normaux.
- ∑M : est la somme des moments.

- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \,.\, \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.9.dimensionnement des semelles filantes sous voiles à l'ELS

	N_{ELS}/ml (kN)	M_{ELS}/ml (KN)	B(m)	A(m)	h(cm)	d_a(cm)
SF1	317.6	-0.25	1	2 .4	57	52
SF2	317.54	-0 .25	1	2.4	57	52
SF3	306.93	1.10	1	2.4	57	52
SF4	314.95	1.10	1	2.5	57	52
SF5	213.73	1.72	1	2 ,5	57	52
SF6	213 .52	1.79	1	2.4	57	52

Tableau VI.10.Vérification des semelles filantes sous voiles à l'ELU

	N_{ELU}/ml(KN)	M_{ELU}/ml(kN)	(1)
SF1	1068.87	0.93	C.V
SF2	1068.85	1.32	C.V
SF3	1181.28	2.51	C.V
SF4	1181.31	2.73	C.V
SF5	1033.86	-1.72	C.V
SF6	1006.17	2.46	C.V

b. <u>Ferraillage :</u>

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.

- Armatures de répartition : $Arép = \frac{A(cm^2) \,.\, B(m)}{4}$

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.11.ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU

	N(kN)	$e_{0a\ ELU} \leq A/18$	A_a (cm^2)	A_{rep}(cm^2)
SF1	1068.87	C.V	15.57	3.89
SF2	1068.85	C.V	15.58	3.89
SF3	1181.28	C.V	17.28	4.32
SF4	1181.31	C.V	17.28	4.32
SF5	1033.86	C.V	15.08	3.77
SF6	1006.17	C.V	14.69	3.67

Tableau VI.12.ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS

	N(kN)	$e_{0a\ ELS} \leq A/18$	A_a (cm^2)	A_{rep}(cm^2)
SF1	317.6	C.V	4.62	1.15
SF2	317.54	C.V	4.62	1.15
SF3	306.93	C.V	4.48	1.12
SF4	314.95	C.V	4.60	4.15
SF5	213.73	C.V	3.14	0.78
SF6	213 .52	C.V	3.14	0.78

Recapitulation:

Tableau VI.13.leferraillage finale des filantes sous voiles

	$A_{a\ finale}$ (cm^2)	$A_{repfinale}$(cm^2)	S_a(cm)	S_{rep} (cm)
SF1	**14HA12**=15.57	**4HA12**=3.89	17	25
SF2	**14HA12**=15.58	**4HA12**=3.89	17	25
SF3	**15HA12**=17.28	**4HA12**=4.32	17	25
SF4	**15HA12**=17.28	**4HA12**=4.32	17	25
SF5	**13HA12**=15.08	**4HA12**=3.77	18	25
SF6	**13HA12**=14.69	**4HA12**=3.67	18	25

✓ Vérification des longueurs de scellement :

Tableau VI.14.Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes

	B(m)	A(m)	A/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A/4	A/8(cm)	A/8≤Ls≤ A/4
SF1	1	2.4	60	45	C.N.V	30	C.V
SF2	1	2.4	60	45	C.N.V	30	C.V
SF3	1	2.4	60	45	C.N.V	30	C.V
SF4	1	2.5	62	45	C.N.V	31	C.V
SF5	1	2.5	62	45	C.N.V	31	C.V
SF6	1	2.4	60	45	C.N.V	31	C.V

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

➢ Vérification de la stabilité au renversement :

Tableau VI.15. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes

	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e(m)	A(m)	A/4 (m)	e ≤A/4
SF1	1068.87	0.93	$8.7.10^{-4}$	2.4	0.6	C.V
SF2	1068.85	1.32	$0.12.10^{-4}$	2.4	0.6	C.V
SF3	1181.28	2.51	$0.21.10^{-4}$	2.4	0.6	C.V
SF4	1181.31	2.73	$0.23.10^{-4}$	2.5	0.62	C.V
SF5	1033.86	-1.72	$0.1.10^{-4}$	2.5	0.62	C.V
SF6	1006.17	2.46	$0.24.10^{-4}$	2.4	0.6	C.V

VI.2.2. Semelles filantes sous poteaux :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, on distingue : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversalprovenant du poteau.

- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

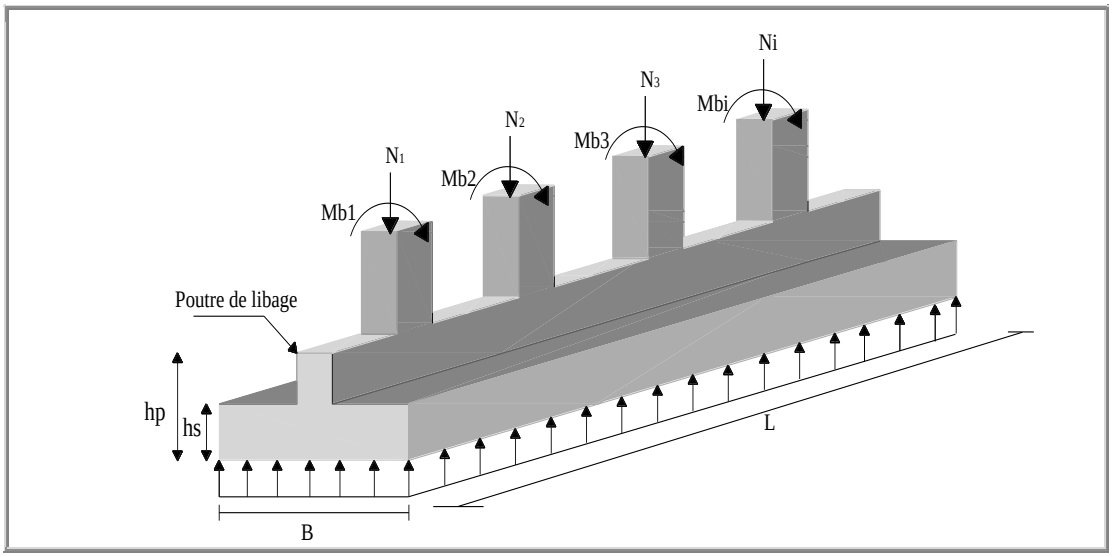


Figure VI.5.schémas d'une Semelle filante sous poteaux

a. <u>Transversalement :</u>

La dimension transversale A: $A = \frac{li + li+1}{2} + b.$

b. <u>longitudinalement :</u>

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$l\,max \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

E : Module d'élasticité du béton ($E = 3700\sqrt[3]{fc28} = 10818{,}86$ MPa).

$l\,max$: 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 $I = \frac{b.h_p^{\,3}}{12}$

h_p : la hauteur de la poutre de libage $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

$\sum$ Ni :la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage

- Armatures de peau**[2]** :

Pour les poutres dépassants une hauteur h_p (avec $h_p \geq 2(80 - f_e/10)$) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a $h_a \geq 80$ cm(f_e =400 MPa), donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable),posées parallèlementà la fibre moyenne de la poutre.

- Application numérique :

On a une semelle filante sous deux poteaux.

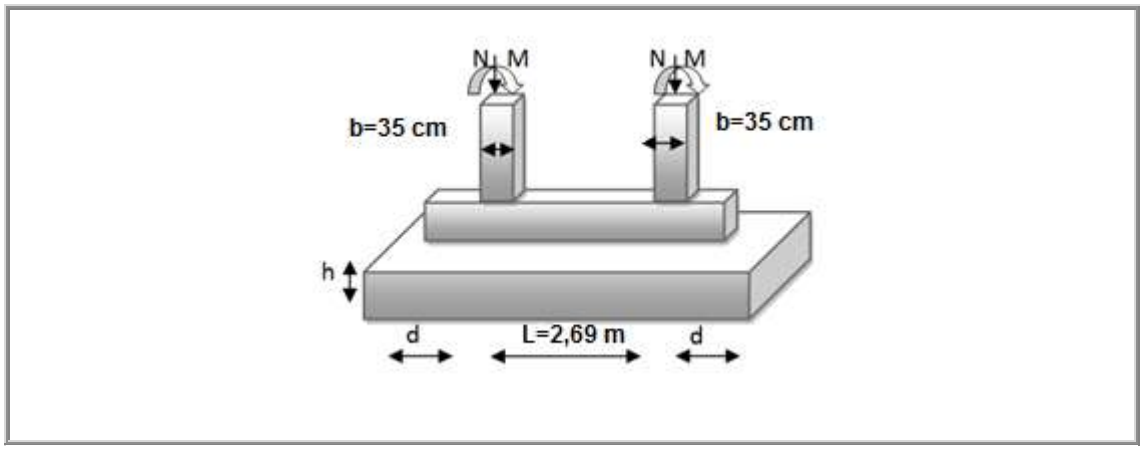


Figure VI.6.Représentation 3D de la semelle filante sous deux poteaux

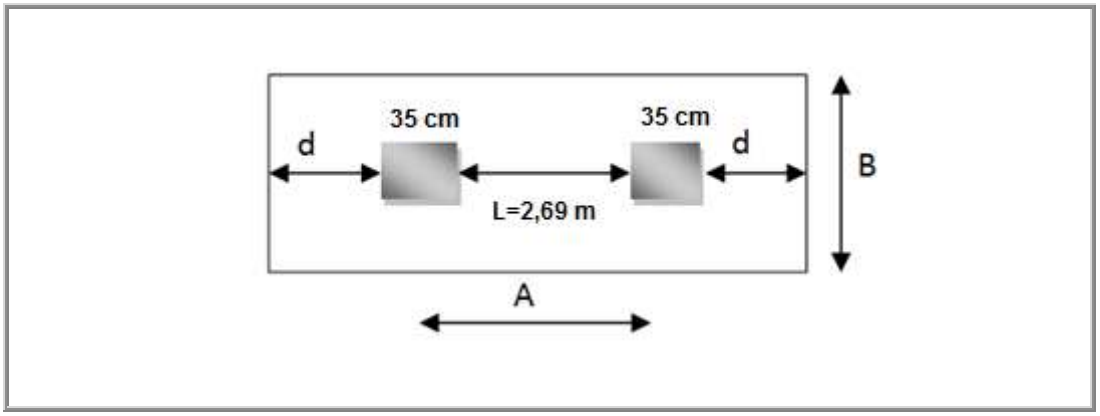


Figure VI.7.Représentation 2D de la semelle filante sous deux poteaux

A /transversalement :

Tableau VI.16.détermination de la longueur des débords pour la semelle sous deux poteaux

	Le(m)	π/4. Le(m)	d(m)	d≤ π/4. Le	π/2. Le(m)	L_{max}	L_{max}≤ π/2. Le
Sf1	2.49	1.96	0.80	C.V	3.91	2.97	C.V
Sf2	2.49	1.96	0.80	C.V	3.91	2.97	C.V
Sf3	2.49	1.96	0.80	C.V	3.91	2.97	C.V
Sf4	2.30	1.80	0.80	C.V	3.61	2.74	C.V
Sf5	2.30	1.80	0.80	C.V	3.61	2.74	C.V

Tableau VI.17.dimensionnement de la semelle sous deux poteaux

	N_{max}(kN)	M_b(kN.m)	A(m)	B(m)	h(cm)	d_b(cm)
Sf1	1424.09	34.72	2.97	1.52	39.75	34.25
Sf2	1330.01	4.81	2.97	1.41	36.75	26.75
Sf3	1086.81	1.80.	2.97	1.16	30.25	20.25
Sf4	1066.10	2.19	2.74	1.19	31.00	21.00
Sf5	1029.89	1 .68	2.74	1.15	30.00	20.00

Tableau VI.18.ferraillage la semelle sous deux poteaux

	$A_b(cm^2)$	$A_b(cm^2)$	$A_{rep}(cm^2)$	$A_{rep}(cm^2)$	$S_b(cm)$	S_{rep} (cm)
Sf1	26.22	**23HA12**=25.99	9.96	**9HA12**=10.18	21.39	16.88
Sf2	24.54	**22HA12**=24.86	8.65	**8HA12**=9.05	22.36	17.78
Sf3	20.99	**19HA12**=21.47	6.08	**6HA12**=6.78	25.89	19.33
Sf4	20.85	**19HA12**=21.47	6.20	**6HA12**=6.78	26.05	19.83
Sf5	20.65	**19HA12**=21.47	5.95	**6HA12**=6.78	26.05	19 .66

B /longitudinalement :

- Détermination des moments à l'ELU et à l'ELS :

ELU :

q= 376.3 (kN/m)

$x \in [0 ,1m]$; $M(x)=- 188.15\ x^2$

$\begin{cases} x=0\ m \Rightarrow M=0\ (kN.m) \\ x=1\ m \Rightarrow M=- 188.15(kN.m) \end{cases}$

$x \in [0 ,3.02\ m]$; $M(x)=-188.15\ x^2+568.2\ x - 188.15$

$\begin{cases} x=0\ m \Rightarrow M=- 188.15(kN.m) \\ x=1.51m \Rightarrow M=240.83(kN.m) \end{cases}$

ELS:

q=294.42(kN/m)

$x \in [0 ,1m]$; $M(x)=- 147.21\ x^2$

$\begin{cases} x=0\ m \Rightarrow M=0\ (kN.m) \\ x=1\ m \Rightarrow M=- 147.21(kN.m) \end{cases}$

$x \in [0, 3.02\ m]$; $M(x) = -147.21\ x^2 + 444.57\ x - 147.21$

$\begin{cases} x=1\ m \Rightarrow M=-147.21(kN.m) \\ x=1.51\ m \Rightarrow M=188.44(kN.m) \end{cases}$

➢ Détermination des armatures longitudinales à l'ELU :

Tableau VI.19.ferraillage la poutre de libage à l'ELU

		M_u(kN.m)	d(m)	μ	β	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{choisis}$(cm^2)
PL1	travée	240.83	0.64	0.0414	0.998	10.83	0	**4T12+4T14**=10.67
	appui	-188.15	0.64	0.032	0.999	8.46	0	**4T12+4T14**=10.67
PL2	travée	208.92	0.64	0.0359	0.998	9.39	0	**4T12+4T14**=10.67
	appui	-184.73	0.64	0.0317	0.998	8.31	0	**4T12+4T14**=10.67
PL3	travée	187.54	0.64	0.0322	0.998	8.43	0	**8T12**=9.04
	appui	-165.83	0.64	0.03	0.999	7.45	0	**4T12+2T14**=10.67
PL4	travée	138.97	0.64	0.0238	0.999	6.24	0	**6T12**=6.78
	appui	-117.89	0.64	0.03	0.998	7.73	0	**4T12+2T14=8.41**
PL5	travée	138.97	0.64	0.0238	0.999	6.24	0	**6T12**=6.78
	appui	-117.89	0.64	0.03	0.998	7.73	0	**4T12+2T14**=8.41

➢ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.20.vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS

		M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	y_1 (cm)	$I_0 .10^3$ (cm^4)	K_1 (N/mm^3)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{b\leq}[\sigma_b]$	$\sigma_{s\leq}[\sigma_s]$
PL1	travée	188.44	10.67	12.80	489.66	0.038	4.86	291.84	C.V	C.V
	appui	-147.2	1067	12.80	489.466	0.030	3.84	230.4	C.V	C.V
PL2	travée	152.83	10.67	12.80	489.466	0.0312	3.99	239.61	C.V	C.V
	appui	-135.2	9.04	11.9	424.245	0.0318	3.79	239.61	C.V	C.V
PL3	travée	124.91	9.04	11.9	424.245	0.029	3.45	226.63	C.V	C.V
	appui	-110.4	8.41	11.5	398.396	0.0277	3.18	218.13	C.V	C.V
PL4	travée	91.92	6.78	10.43	329.396	0.0278	2.9	223.386	C.V	C.V
	appui	113.71	8.41	11.5	398.396	0.0285	3.28	224.43	C.V	C.V
PL5	travée	91.92	6.78	10.43	329.396	0.0278	2.9	223.386	C.V	C.V
	appui	113.71	8.41	11.5	398.396	0.0285	3.28	224.43	C.V	C.V

- ✓ On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes. Alors on adopteune poutre de libage de (35x70) (cm^2), noyée dans la semelle.
- ✓ h_p=70 cm< 80 cm , donc il n'ya pas des armatures de peau .

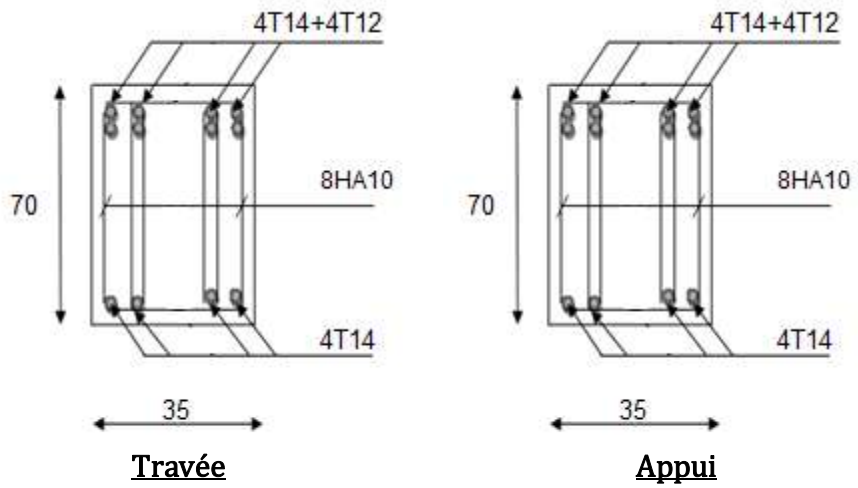


Figure VI.8.disposition du ferraillage de la poutre de libage

- ➢ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τ_s= 2.835MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.4 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.835} = 49.38\ cm$$

$$ls = 49.38\ cm \ \geq \frac{B}{4} = \frac{100}{4} = 25cm$$

Conclusion :

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes de 135^0.

➢ Vérification de la stabilité au renversement :

Tableau VI.21. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante

	N_{ELU} (kN)	M_{ELU} (kN.m)	e(m)	B (m)	B/4 (m)	e ≤B/4
Sf1	1851.40	34.72	$1.87*10^{-2}$	1.52	0.38	C.V
Sf2	1817.83	4.81	$2.64*10^{-3}$	1.42	0.355	C.V
Sf3	1631.84	1.8	$1.10*10^{-3}$	1.16	0.29	C.V
Sf4	1612.37	2.19	$1.35*10^{-3}$	1.19	0.2975	C.V
Sf5	1612.41	1.68	$1.41*10^{-3}$	1.15	0.287	C.V

➢ Armatures transversales :

Calcul de l'effort tranchant T_u :

T_u=376.3. x=376,30. 1=376,30 kN

Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 * d} = \frac{376{,}30 \,.\, 10^3}{350 \,.\, 420} = 2.40\ MPa < [\tau] = 2.5\ MPa \qquad \text{C.V}$$

Tableau VI.22.calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement

	CBA 93		RPA 99			At_{choisi} et St_{choisi}	
τ_u (MPa)	At (cm^2)	S (nodale) (cm)	S' (courante) (cm)	At (cm2)	S (nodale) (cm)	At_{choisi} (cm^2)	St_{choisi} (cm)
2.4	6.28	10	30	3.60	15	8HA10=6.28	15

➢ Vérification de la flèche :**(CBA93)**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau VI.23.Vérification de la flèche pour la poutre de libage

	L(m)	h(cm)	h/L	1/16	Vérif.1	Mt/10Mo	Vérif.2	A/bo.d	4.2/fe	Vérif.3
PL1	5.13	70	0.136	0.0625	C.V	0.059	C.V	0.0016	0.0105	C.V
PL2	4.92	70	0.142	0.0625	C.V	0.178	C.V	0.0016	0.0105	C.V
PL3	4.92	70	0.142	0.0625	C.V	0.100	C.V	0.0014	0.0105	C.V
PL4	4.69	70	0.149	0.0625	C.V	0.092	C.V	0.001	0.0105	C.V
PL5	4.69	70	0.149	0.0625	C.V	0.092	C.V	0.001	0.0105	C.V

VI.3. 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.3.1. Pré dimensionnement :[1]:►►[Art 10.1.1.b]◄◄:

Pour un sol de fondation de catégorie S_3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm²

Pour le bloc :Onadopte une section de 30 x 40cm².

VI.3.2. Sollicitations :[1]►►[Art 10.1.1.b]◄◄:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha}$$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELA.
- α: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI.24.Valeurs de α

site	zone I	zone IIa	zone IIb et III
S_3	15	12	10

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1622.63}{12} = 135.22\ kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{905.17}{12} = 75.43\ kN$$

VI.3.3. Ferraillage :

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

a. à l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

Où : $F_u = 135.22$ kN

Alors: $A_u = \frac{135.22 * 10^3}{400} = 3.38 cm^2$

a. condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le **CBA 93** :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors pour le bloc on a : $A \geq \frac{(30*40)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3cm^2$

Donc on adopte **A=6HA12=6.78cm²**

b. vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

F_{ser}= 75.43 kN

Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{75.43 * 10^3}{678} = 111.25 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa (C.V)}$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B:**[1]:►►[Art 10.1.1.b]◄◄**

Pour le bloc on a :

$$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = \frac{0,6*30*40}{100} = 7.2cm^2$$

Donc on adopte **A=6HA14=9.23 cm²**

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par **[1]:►►[Art 10.1.1.b]◄◄**qui doit être inférieur au Min (20 cm ; $15\Phi_\ell$).

d.1. section :

Pour les bloc on a :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66mm$$

On adopte: $\varphi_t = 8\,mm$

A_t = 4ϕ8 = 2.01 cm²

d.2. Espacement:

Pour le bloc on a :

$$S_t \leq \min\left[20cm\,;15\varphi_l\right] = \min\left[20cm\,;21cm\right]$$

On adopte:**S_t = 15 cm.**

e. Recapitulation:

Pour le bloc on a :

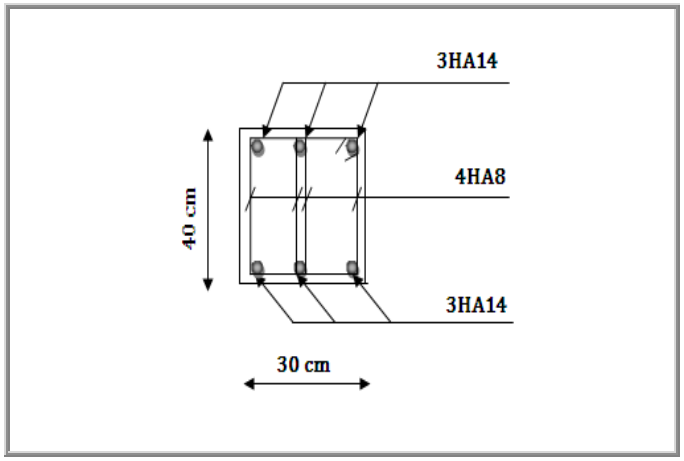


Figure VI.9.Ferraillage des longrines

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

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

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

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

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

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

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 »

Logiciels :

- ROBOT version 25.0
- AUTO CAD 2012