REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : structure

Etude du bâtiment (R+5+Entre-sol) a usage d'habitation

Présenté par

OUABEL KHOULOUD

ROUIS SOUMIA

Proposé et Dirigé par

Mr.KHELLADI Mohamed

Co-encadreur

Mr.TALAICHE Zoheir

Promotion Juin 2023

Remerciements

Toute la gratitude et le merci à «Allah» le tout puissant pour nous avoir donné le courage et la force pour mener et terminer ce travail.

Nous remercions également nos parents pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

En achevant ce modeste travail nous tenons à remercier notre encadreur : ***« Dr kheladi mohamed »*** *pour ses encouragements.*

Sans oublier notre enseignant, ***«Dr Talaich»*** *pour tous ses conseilles.*

Nous tenons également à adresser nos plus vifs remerciements.

Nous prions tous nos enseignants de génie civil qui ont assuré notre formation, de trouver ici l'expression de notre reconnaissance pour leur sérieux, la qualité de leurs cours et l'intérêt qu'ils nous témoignaient au cours de notre cursus universitaire à la faculté de technologie ***« YAHIA FARES »*** *de Médéa.*

Toute nos gratitude aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail. A tous ceux et toutes celle qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet.

DEDICACE

Avec l'aide de «Allah» tout puissant et tous les gens qui m'aiment et qui m'ont soutenue j'ai pu achever ce travail que je dédie à :

- *A mes chers parents Mohamed et slama sabiha qui tiennent une place immense dans mon cœur, Vous avez toujours été là pour moi, et à aucun moment, vous n'avez cessé de m'encourager.*

- *A Mes chers frères Adel et Walid pour son soutien tout au long de mon parcours universitaire et à mon cher amie dans ce travail, khouloud .*

- *A toute ma famille. Et ma cher cousine Hadjer .*

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fuit de votre soutien infaillible, Merci d'être toujours là pour moi.

- *A Mounir et tous mes amis et collègues, en particulier mes chers amis Sara, Ghoufran et Adla ,et a tous mes amies Maria ,Fadia ,Amira à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.*

Que «Allah» me les garde pour toujours (inchallah).

soumia

DEDICACE

Avec l'aide de «Allah» tout puissant et tous les gens qui m'aiment et qui m'ont soutenue j'ai pu achever ce travail que je dédie à :

- *à mes chers parents Ali et Zoubida Nabih qui tiennent une place immense dans mon cœur, Vous avez toujours été là pour moi, et à aucun moment, vous n'avez cessé de m'encourager.*

- *A ma cher sœur Chaima pour son soutien tout au long de mon parcours universitaire et à mon cher amie dans ce travail, Soumia .*

- *A ma familles et Mes chère tantes au Maroc .*

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fuit de votre soutien infaillible, Merci d'être toujours là pour moi.

- *A Abderrahim et tous mes amis Sara, Adla, ghoufran, et mes collègues , à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.*

Que «Allah» me les garde pour toujours (inchallah).

Khouloud

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية سكنية من الخرسانة المسلحة تتكون من (طابق منخفض بين طابقين+طابق أرضي + خمسة طوابق) ,و المقرر بناؤها بولاية عنابة وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **IIa** .

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر: القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل « RPA99» و قواعد الخرسانة المسلحة « CBA93».

الدراسة الزلزالية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل.

الكلمات المفتاحية : الهيكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس ,الدراسة الميكانيكية .

Résumé

Ce projet consiste à étudier une structure à usage d'habitation en béton armé comportant un entre sol+RDC + 05 étages qui sera implantée à Wilaya d'Annaba, classée selon le «RPA99 version2003 » comme une zone de moyenne sismicité *(*Zone IIa).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés par des voiles.

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

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par la méthode dynamique moyennant le logiciel de calcul SAP2000 V21.

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte des prescriptions du rapport de sol.

Mots clés : structure ; ferraillage ; béton armé ; fondation ; étude dynamique.

Abstract

This project consists in studying a building with habitation use containing of between floor+Ground floor+05 floors, which will be established Annaba-classified according to «RPA99 version2003 » like an area of middle seismicity (Zone IIa).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a stable self-bracing system (frames and shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (CAB 93 and RPA 99).

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software SAP 2000 V21.

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the regulations of the report of ground.

Keys words: structure; reinforcement; reinforced concrete; foundation; dynamic study.

❖ SOMMAIRE :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

I-1- Introduction 2
I-2- Présentation de l'ouvrage 2
I-3- But 2
I-4- Choix d'une structure 3
I-5- Caractéristiques géométriques du bâtiment 9
I-6- Caractéristiques géométriques du sol 9
I-7- Ossature et système constructif adopté 9
I-8- Caractéristique mécanique des matériaux 10
I-8-1- Le béton 10
I-8-2- Principaux caractéristiques et avantages de béton 10
I-8-3- Le ciment 11
I-8-4- Sables 11
I-8-5- Graviers 11
I-8-6- L'eau de gâchage 12
I-9- Résistance mécanique 12
I-10- HYPOTHESES DE CALCUL 12
I-10-1- Le règlement BAEL 91 13
I-10-2- Etats limites ultimes (ELU) 13
I-10-3- Etats limites de service (ELS) 16
I-11- CARACTERISTIQUS DES MATERIAUX 16
I-11-1- Béton 17
I-11-2- Module de déformation longitudinale du béton 19
I-12- Acier 20

Chapitre II :Pré dimensionnement et descente des charges :

II-1- Introduction 23
II-2- Pré dimensionnement: 23
II-2-1- Pré dimensionnement des planchers (corps creux) 23
II-2-2- Pré dimensionnement des planchers dalle plein 25

II-3- Pré dimensionnement des poutres 25
II-4- Pré dimensionnement de l'acrotère 28
II-5- Pré dimensionnement des escaliers 29
II-6- Evaluation des charges 32
II-7- Pré dimensionnement des poteaux: 38
II-8- Pré dimensionnement des voiles: 44

Chapitre III : calcul des éléments.

III-1-Introduction 46
III.2. Acrotère. 46
III.2.1. Détermination des efforts 46
III.2.2. Vérification des contraintes normales de traction 48
III.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à L 'ELU 48
III-3-Etude des planchers 49
III-3-1-Calcul des planchers (les poutrelles) 51
III-4-Ferraillage plancher étage courant 57
III-5- La dalle de compression 62
III-6-Dalle flottante 64
III-7-les Escalier 65
III-7-1-les Escalier RDC (volé1) 67
III-7-2-Poutre palière : 70
III-7-3-Escalier sous-sol : 77
III-8-BALCON 80

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.1. Introduction : 86
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 86
IV.2.1.Centre de masse 86
IV.2.1.Centre de torsion 87
IV.2. 3. Excentricité 89
IV.3 Disposition des voiles 92
IV.4 Calcul dynamique du bâtiment 98
IV-5-Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 98

IV-6-Conditions d'application de la méthode statique équivalente 98
IV-7-Conditions d'application de la méthode analyse modale spectrale 99
IV.8. Résultats de l'analyse dynamique 103
IV.8.1. Vérification de comportement modal 105
IV.8.2. vérification de participation massique 106
IV.8.3Vérification de la force dynamique Ed a la base (coefficient R) 107
IV.8.4 Vérification de la stabilité au renversement 108
IV.8.5 Vérification de déplacement en tête 109
IV.8.6 calcule des joints sismiques 109
IV.8.7 Vérification de d déplacements inter-étage 110
IV.8.8 Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement : 111
IV.8.9 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 113

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

V.1. Introduction 114
V.2 .L'étude des Poutres principales est secondaires 114
V.2.1. Recommandation du RPA99 115
V.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires 116
V.2.3. Vérification de la flèche 120
V.3.1.Ferraillage des poutre 121
V.3.2.Ferraillage des poteaux 122
V.4. Ferraillage des voiles 126
V.4.1. Introduction 126
V.4.2. Les voiles pleins 127
V.4.3. Voiles avec files d'ouvertures 127
V.4.3.1. Les trumeaux 127
V.4.3.2. Les linteaux 127
V.4.4. Recommandations des règlements 128
V. 4.5. les voiles avec ouvertures 131

Chapitre V : Etude infrastructure

VI.1 Etude du sol 133
VI.1. Introduction 133

VI.1.2 Situation du projet 133
VI.1.3 Compagne d'investigation 133
VI.1.4 Nature du sol 133
VI.2 Etude des fondations 134
VI.1.2. Introduction 134
VI.2.2 Fonctions assurées par les fondations 134
VI.2.3 Classification des fondations 134
VI.3 Calcul des fondations 135
VI.3.1. Semelle isolé 136
VI.3.2. Semelle filante 140
VI.3.3. Etude du Radier général 142
VI.4. Etude du voile périphérique 151
. VI.4.1. Evaluation des charges 151
VI.4.2. Ferraillage des voiles périphériques 152
VI.5. Les longrines 154
VI.5.1. Introduction 154
VI.5.2. Pré dimensionnement 154
VI.5.3. Sollicitations 154
VI.5.4. Ferraillage 154

❖ Liste de figures :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

Figure I- 1: Diagramme des déformations limites de la section: règle des trois pivots …..... 14

Figure I- 2: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU…..... 17

Figure I- 3: Diagramme rectangulaire simplifié 18

Figure I- 4Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS 18

Figure I- 5: diagramme contraintes déformations 21

Chapitre II : pré dimensionnement et descente des charges.

Figure II- 1:plancher corp creux..... 24

Figure II- 2:schéma de l'acrotère 28

Figure II- 3:schéma d'escalier RDC..... 29

Figure II- 4:schéma d'escalier sous sol..... 30

Figure II- 5:coupe de mur en maçonnerie. 33

Figure II- 6:vue en plan et vue en 3D du voile 45

Chapitre III: CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRES

Figure III -1 : Principe de calcul..... 46

Figure III -2 : ferraillage de l'acrotere 49

Figure III -3 : . Poutrelle avant coulage 51

Figure III -4 : Diagrammes de l'effort tranchant et les moment à l'ELS du plancher RDC..... 54

Figure III -5 : Diagrammes de l'effort tranchant et les moment à l'ELS du plancher RDC..... 55

Figure III -6 : Diagrammes de l'effort tranchant et le moment à l'ELU du plancher EC 56

Figure III -7 : Ferraillages des poutrelles (plancher des étages)..... 60

Figure III -8 : dalle de compression..... 63

Figure III -9 : coupe de plancher (16+4) étage courant 63

Figure III -10 : coupe de plancher terrasse 64
Figure III -11: dalle flottante 65
Figure III -12 : schéma d'escalier RDC 67
Figure III -13 : ferraillage de l'escalier RDC 70
Figure III -14: ferraillage de la poutre palière 76
Figure III -15: schéma d'escalier sous sol 77
Figure III -16 : ferraillage de l'escalier (sous-sol) 79
Figure III -17 : Balcon 80
Figure III -18 : ferraillage de balcon 85

Chapitre IV : étude sismique

Figure IV- 1: dimension des voiles et poteaux 88
Figure IV- 2: Position de centre masse 91
Figure IV- 3: Déposition 1 93
Figure IV- 4: Déposition 2 94
Figure IV- 5: Déposition final 95
Figure IV- 6: position de centre de masse et centre de rigidité 96
Figure IV- 7: Le comportement des trois premiers modes 105
Figure IV- 8: Les forces agissent sur la stabilité au renversement 108

Chapitre V : calcul des éléments structuraux

Figure V- 1 : Disposition des armatures pour les poutres 105
Figure V- 2 :Définition de la zone nodale dans les poteaux 105
Figure V- 3: Définition de la zone nodale dans les poteaux 105
Figure V- 4: Ferraillage des poteaux 105

Figure V- 5: Types de voile 105

Figure V- 6**:** Les armatures transversales et les épingles. 105

Figure V- 7: La zone de recouvrement des voiles 105

Chapitre V : Etude infrastructure

Figure VI- 1: Schéma des Semelles isolées sous poteau 136

Figure VI- 2: La zone de recouvrement des voiles 139

Figure VI- 3: Chauvechement des bulles de pression sous la semelle 139

Figure VI- 4: Schémas d'un radier nervuré 145

Figure VI- 5: Schéma statique du débord de radier 149

Figure VI- 6: Schéma Du chargement qui vient au voile périphérique 151

Figure VI- 7: Schéma des dimensions du voile périphérique 152

Figure VI- 8: disposition de ferraillage du voile périphérique 152

Figure VI- 9: Ferraillage de la longrine 152

❖ Liste des tableaux :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

Tableau I- 1:Caractéristiques mécaniques des aciers 20

Chapitre II : pré dimensionnement et descente des charges.

Tableau II- 1: section des poutres 27

Tableau II- 2: Charge permanente du mur intérieur 32

Tableau II-3: Charge permanente du mur extérieur 32

Tableau II- 4: Charge permanente et d'exploitation du plancher terrasse 33

Tableau II- 5: Charge permanente et d'exploitation du plancher courant 34

Tableau II- 6: Charge permanente et d'exploitation due aux dalles pleines de la terrasse 35

Tableau II- 7: Charge permanente et d'exploitation due à la dalle pleine d'étage 36

Tableau II- 8: Poids propre du palier de repos de l'escalier 37

Tableau II- 9: Poids propre de la paillasse de l'escalier 37

Tableau II- 10: pré dimensionnement des poteaux 38

Tableau II- 11: Charges permanentes cumulées des surfaces reprises 41

Tableau II- 12: Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises 42

Tableau II- 13: Capacité portante $\overline{N}$ pour chaque section de poteau 42

Tableau II- 14: Vérification de l'effort normal des poteaux 43

Tableau II- 15: Vérification des sections selon le RPA99 version2003 44

Tableau II- 16: Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003 44

Chapitre III: CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRES

Tableau III -1 : Calcul de Ferraillage 47

Tableau III -2 : Armatures verticales et horizontales 48

Tableau III -3: Vérification des contraintes normales de l'acrotère..... 48

Tableau III -4 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère 48

Tableau III -5 : les charges de la poutrelle avant collage 51

Tableau III -6 : Détermination le nombre des étaiements..... 52

Tableau III -7 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à RDC à l'ELU 54

Tableau III -8 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à RDC à l'ELS..... 55

Tableau III -9 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la ETAGE COURANT à l'ELU..... 55

Tableau III -10: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la ETAGE COURANT à l'ELS 56

Tableau III -11 : les moments A L'ELU et L'ELS..... 57

Tableau III -12 : ferraillage en travée 58

Tableau III -13 : ferraillage en appuis..... 58

Tableau III -14 : ferraillage SUR TRAVE 58

Tableau III -15 : ferraillage Sur appuis 58

Tableau III -16 : le ferraillage de la plancher terrasse 64

Tableau III -17 : les charges d'escalier 67

Tableau III -18: : les moment et l'effort tranchent ELU ELS..... 67

Tableau III -19 : caractéristique des matériau 68

Tableau III -20: Section d'armatures longitudinales dans l'escalier 68

Tableau III -21 Section d'armatures de répartition dans l'escalier. 68

Tableau III -22 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier 68

Tableau III -23 : Vérification des contraintes normales de l'escalier 68

Tableau III -24: Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier 69

Tableau III -26 : :verification de la fleche 69

Tableau III -27 : les charges d'escalier RDC 77
Tableau III -28 : les moment et l'effort tranchent d'escalier RDC 77
Tableau III -29 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier 77
Tableau III -30 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier 78
Tableau III -31 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier 78
Tableau III -32 : Vérification des contraintes normales de l'escalier 78
Tableau III -33 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine 81
Tableau III -34 : Sollicitation des calculs à L'ELU..... 81
Tableau III -35 : Sollicitation des calculs à L'ELS 81
Tableau III -36 : ferraillage de balcon 83

Chapitre IV: ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV -1: Calcule de centre de masse 87
Tableau IV -2: Calcule de centre de torsion 89
Tableau IV -3 : Calcule d'excentricité 90
Tableau IV. 4: Calcule d'excentricité 91
Tableau IV -5 : Calcule d'excentricité totale 93
Tableau IV -6: Les modes Deposition 1 94
Tableau IV -7: Les modes Deposition 2 95
Tableau IV -8: Les modes Deposition final 97
Tableau IV -9: Centre de Masse & Centre de Rigidité 97
Tableau IV -10: l'excentricité théorique 97
Tableau IV -11: Coefficient de comportement 100
Tableau IV -12: Justification du coefficient de comportement R Sens X 101
Tableau IV -13: Valeurs en pourcentage 101
Tableau IV -14: Justification du coefficient de comportement R Sens Y 102
Tableau IV -15: Valeurs en pourcentage 102

Tableau IV -16: coefficient de comportement global de la structure 103
Tableau IV -17: période fondamentale suivant les deux direction 103
Tableau IV -18: Le comportement des trois premiers modes 105
Tableau IV -19: Coefficient de participation..... 106
Tableau IV -20: calcul des charges sismique 107
Tableau IV -21: la force dynamique 107
Tableau IV -22: Moment de Renversement 108
Tableau IV -23: vérification déplacement..... 109
Tableau IV -24: les déplacement horizontaux a chaque niveau x-x 110
Tableau IV -25: les déplacement horizontaux a chaque niveau y-y 111
Tableau IV -26: vérification des poutres 112
Tableau IV -27: vérification des poteaux..... 112
Tableau IV -28: vérification des voiles..... 113
Tableau IV -29: Vérification de l'effet P-Δ suivant X,Y..... 113.

Chapitre V : calcul des éléments structuraux

Tableau V -1: Les données du calcul..... 115
Tableau V -2: Ferraillage longitudinal des poutres principal 116
Tableau V -3: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire 116
Tableau V -4: Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS..... 117
Tableau V -5: Vérification des contraintes des poutres secondaire à l'ELS 117

Tableau V -6: vérification des poutre p selon la condition CBA 118
Tableau V -7: vérification des poutres secondaires selon la condition de CBA 118
Tableau V -8: Calcul des armatures transversales et leurs espacements 119
Tableau V -9: Calcul de $\bar{\tau}_u$..... 119
Tableau V-10: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales
..... 119

Tableau V -11: vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 120
Tableau V -12: Vérification de la flèche des poutres..... 120
Tableau V -13: les Armatures longitudinaux dans les poteaux..... 124
Tableau V -14: Vérification des contraintes à L'E.L.S..... 125
Tableau V -15: Ferraillage transversale des poteaux..... 125
Tableau V -16: Armatures verticals dans les voiles..... 129
Tableau V -17: Calcul des armatures horizontales dans les voiles..... 131
Tableau V -18: Armatures verticales dans les trumeaux..... 131
Tableau V -19: Armatures verticales dans les trumeaux..... 131
Tableau V -20: Armatures verticales dans les linteaux..... 132
Tableau V -21: calcules les Armatures horizontales..... 132

Chapitre V : Etude infrastructure

Tableau VI -1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS 137
Tableau VI -2: Dimensionnement des semelles isolées..... 137
Tableau VI -3: verification des contraintes 138
Tableau VI -4: vérication de renversement des semelles isolé..... 138
Tableau VI -5: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS 140
Tableau VI -6: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 141
Tableau VI-7: Vérification les semelles filantes croisées 141
Tableau VI -8: Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance ... 146
Tableau VI -9: : Calcul des armatures longitudinales de la nervure..... 147
Tableau VI -10: Calcul des armatures longitudinales de la nervure..... 147
Tableau VI -11: : vérification armatures longitudinales de la nervure a L'ELS 148
Tableau VI -12: Calcul a L'ELU du débor de radier 149
Tableau VI -13: Calcul a L'ELS du débor de radier..... 150

Tableau VI -14: Détermination des moments par la méthode forfaitaire 152

Tableau VI -15: Détermination des moments de voile périphérique. 152

Tableau VI -16: Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU 153

Tableau VI -17: Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS. 153

NOTATIONS MAJISCULES

ROMAINES :

A: Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

$Amax, Amin$: Section d'acier maximale et minimale.

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

At: Section d'armatures verticales.

Ah : Section d'armatures horizontales.

Ac: Section d'armatures en partie courante (armatures de peau).

AD: Section d'armatures diagonales.

B: Aire du béton.

Br: Section réduite du béton d'un poteau.

Bt: Section de la partie tendue.

Lt: Largeur de la section tendue.

ELS: Etat Limite de Service.

ELU: Etat Limite Ultime.

Ev: Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es: Module de déformation longitudinale de l'acier.

I: Moment d'inertie.

Ie: Moment d'inertie équivalent.

M: Moment fléchissant.

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma: Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu: Moment fléchissant à l'ELU.

$Mser$: Moment fléchissant à l'ELS.

N: Effort normal.

$Nser$: Effort normal à l'ELS service.

Nu: Effort normal à l'ELU.

Tu: Effort tranchant à l'ELU.

G: Charge permanente.

Q: Charge d'exploitation.

E: Charge sismique.

W: poids

MINISCULES 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.) c,

c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d: Hauteur utile d'une section.

f: Flèche.

fcj: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

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

fe: Limite d'élasticité de l'acier.

ftj: 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.

lf: Longueur de flambement,

St: Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv: Espacement des armatures verticales.

MAJUSCULES GRECQUES :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

MINISCULES GRECQUES :

α: Angle.

γ: Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ: Rapport de deux dimensions

ζ: Contrainte normale.

η: Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau

Introduction générale

La conception d'une structure parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements, ainsi que le côté économique en visant le meilleur rapport sécurité/prix, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures en béton armé, la mécanique des sols et les matériaux de construction. Cependant, la résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou par l'un des deux.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et entre-sol et 5 étages.

Ce mémoire est constitué de 6 chapitres.

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers ……).
- Le 4éme chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Sap2000.v.24.1

- 5éme chapitre calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel robot expert structural analyses.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage
Et
Caractéristique des matériaux

I.1. Introduction :

Ce chapitre va consacrer à la description générale de notre bâtiment et donne un aperçu sur le site d'implantation et la zone sismique considérée selon le règlement en vigueur. Ainsi, pour donner les caractéristiques géométriques de la structure étudiée et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans cette dernière.

Donc, pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (CBA 93, RPA 99 / version 2003 et d'autre règlements en vigueur) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment à usage d'habitation (entre-sol +RDC+5) composé de Rez-de-chaussée de sous-sol et de cinq étages courants, implanté à ANNABA, Ville situé en Zone de moyenne sismicité zone IIa selon le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003).

I.3. But :

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur lesquelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié .Vu que l'influence majeur sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

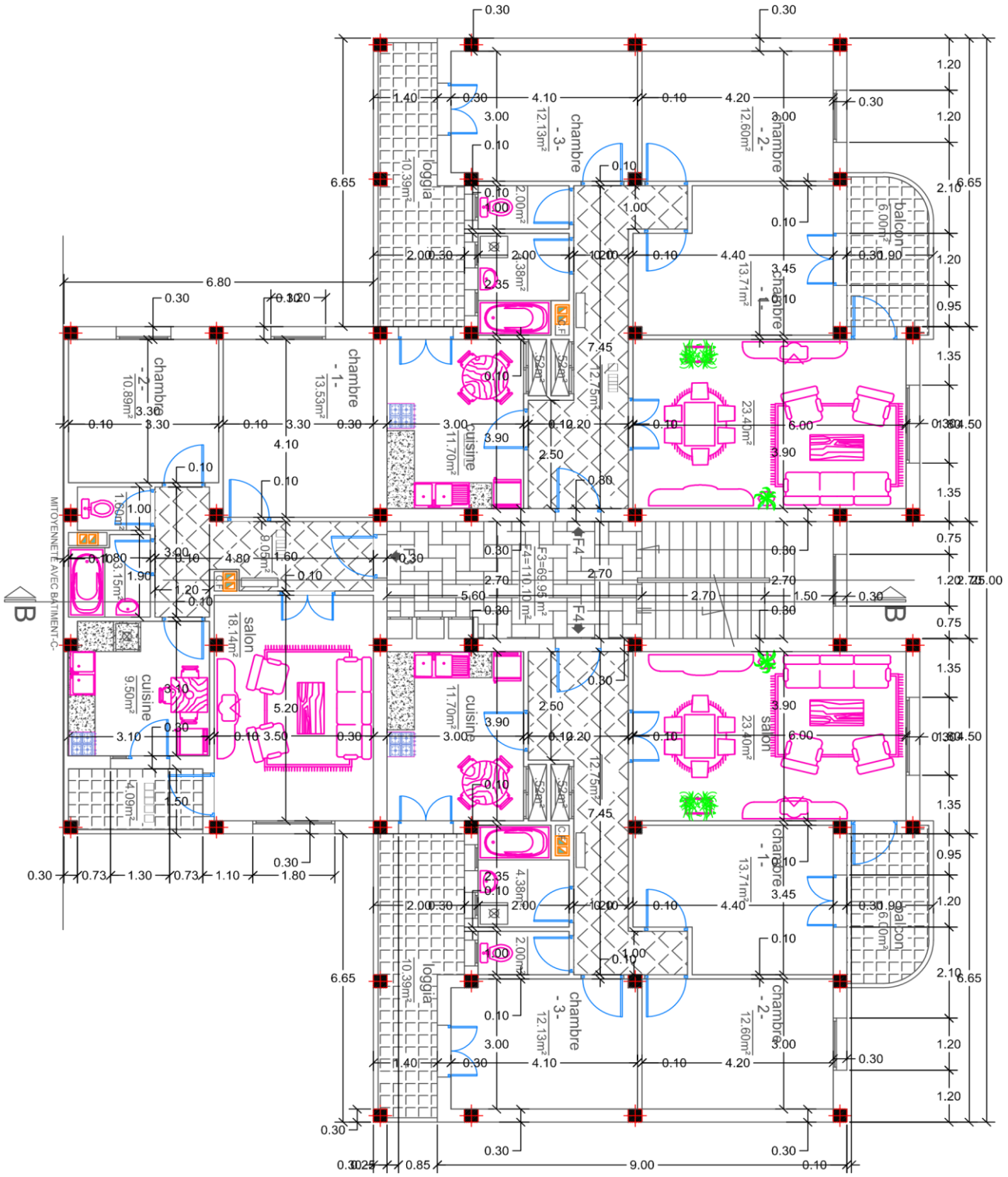
I.4. Choix d'une structure :

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance et s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

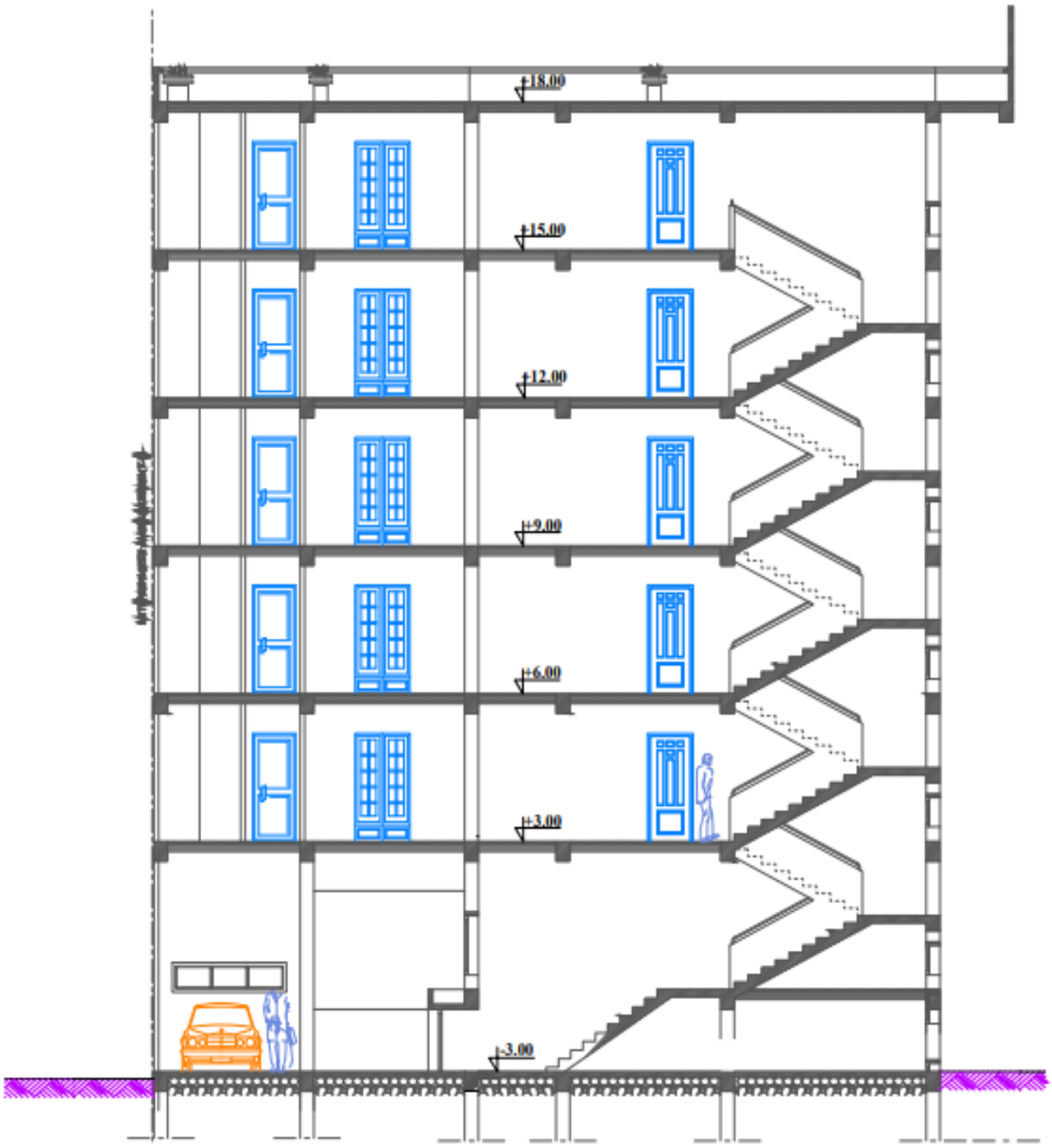
I.5. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre projet a une forme rectangulaire avec un décrochement, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

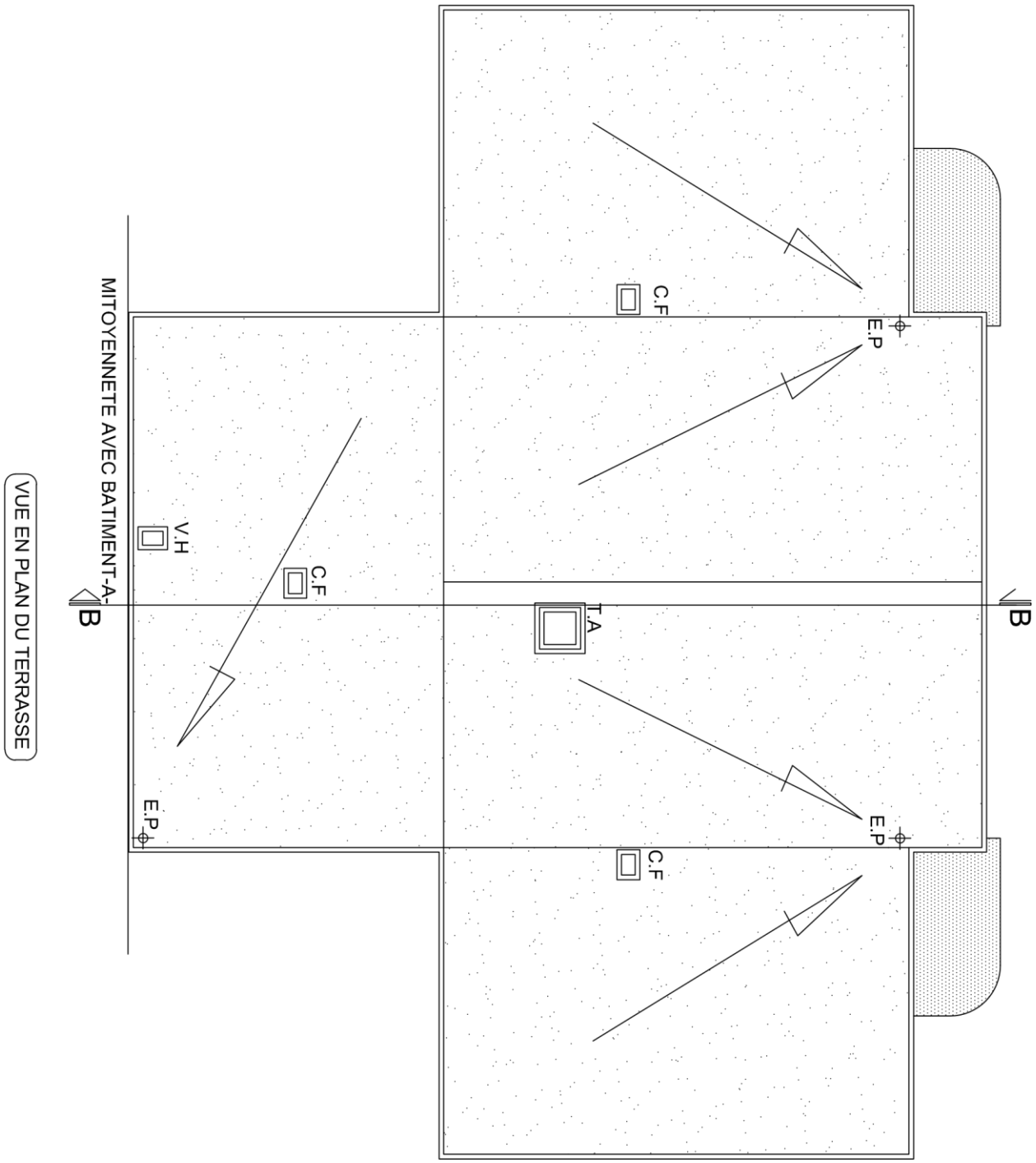
- Hauteur d'étage h_e = 3.00 m .
- Hauteur de RDC h_{RDC} = 3.00 m .
- Hauteur de sous-sol $h_{sous\ sol\ 1}$ = -3 m
- Hauteur totale de bâtiment sans acrotère H = 21.00 m.
- Cage d'escaliers 1 : 4.2×2.7 m^2 .
- Cage d'escaliers 2 : 5.40×2.7 m^2 .
- Largeur du bâtiment B = 18.8 m .
- Longueur du bâtiment L = 25 m .



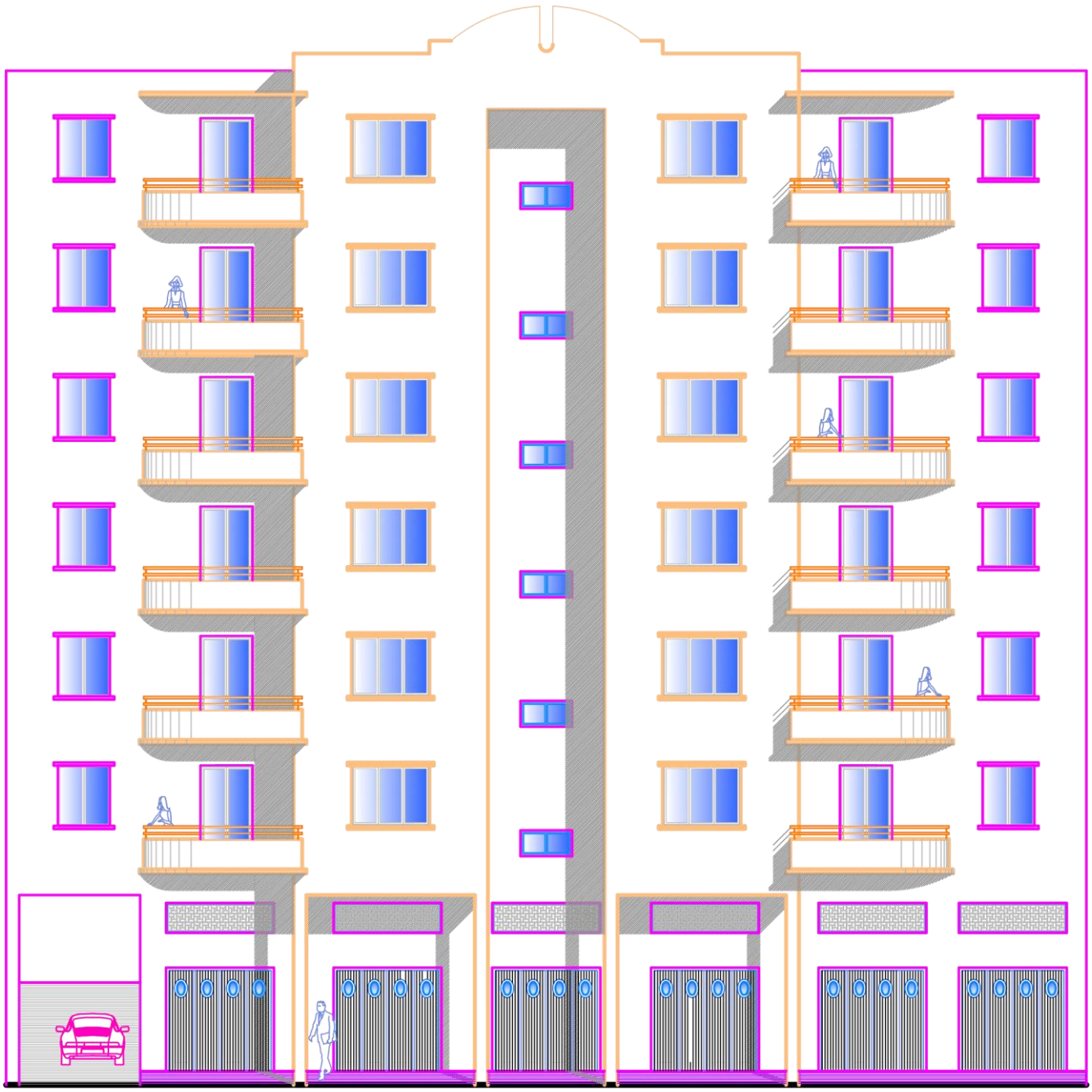
VUE EN PLAN ETAGE COURANT



COUPE B-B



VUE EN PLAN DU TERRASSE



FACADE POSTERIEURE

I.6. Caractéristiques géométriques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après l'étude géotechnique du laboratoire de la mécanique des sols :

- La contrainte du sol est бsol = 1.2 bars.
- Le poids spécifique de terre γh = 1.8 t / m^3 .
- L'angle de frottement interne du sol φ =30°.
- La cohésion C = 0 (sol pulvérulent).

I.7. Ossature et système constructif adopté :

- **Ossature :**

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, exigés par le RPA 99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

- **Planchers :**

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm.

- **Escaliers:**
  - Le bâtiment comporte deux types d'escaliers à deux volées et un palier de repos.
  - Les escaliers sont coulés sur place.

- **Maçonnerie :**
  - Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
  - Les murs extérieurs sont réalisé en doubles parois en briques creuses de (10 cm;10cm) Séparées par un vide de 5 cm.

- **Revêtement :**
  - Enduit en plâtre pour les plafonds.
  - Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
  - Revêtement à carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur égale 60 cm.

I.8. Caractéristique mécanique des matériaux :

I.8.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Nous avons utilisé une méthode pratique dite Pour obtenir un béton normal ayant une maniabilité plastique et une résistance à la compression = 25MPA.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5.
- 400 L de sable Cg ≤ 5 mm.
- 800 L de gravillons Cg ≤ 25 mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

I.8.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.

b) La mise en place des armatures dans le coffrage.

c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.

d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton. Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie**

Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

- **Souplesse des formes**

Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

- **Résistance aux agents atmosphériques**

Elle est assurée par un enrobage correct des Armatures et une compacité convenable du béton.

- **Résistance au feu :**

Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des Incendies.

- **Fini des parements :**

Sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats. En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.8.3. Le ciment :

Les ciments sont des liants hydraulique constitués de poudres fine qui mélangés au l'eau forment une pate capable par hydrations de faire prise et de durcir ou bout d'un temps plus au moins long.

I.8.4 Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

I.8.5. Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 mm .

I.8.6. L'eau de gâchage :

C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et de la maniabilité de béton. Une insuffisance ou un excès d'eau peut entrainer une chute de la résistance due essentiellement à la porosité créée par l'évaporation de l'eau en excès ou au non compacité suite à son insuffisance.

I.9.Résistance mécanique :

A. Résistance caractéristique à la compression *:*

La résistance caractéristique à la compression du béton fcj à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m3de ciment CEM II/ A 42,5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa (fc28 = 25 MPa).

- **pour des résistances $fc\ 28 \leq 40$ MPa :**

$$\begin{cases} fcj = \frac{j}{4.76+0.83j} * f_{c\ 28} & \text{Si j < 28 jours.} \\ ftj = 1{,}1 * f_{c\ 28} & \text{Si j >28 jours.} \end{cases}$$

- **pour des résistances $fc\ 28 \geq 40$ MPa :**

$$\begin{cases} fcj = \frac{j}{1.4+0.95j} * f_{c\ 28} & \text{Si j < 28 jours.} \\ ftj = fc\ 28 & \text{Si j >28 jours.} \end{cases}$$

B. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notéef_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} ftj = 0{,}6+0{,}6.f_{cj} & \text{Si } fc28 \leq 60 \text{ MPa} \\ ftj = 0{,}275.(fc28)^{2/3} & \text{Si } fc28 > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour : f_{c28} = 25 MPA

f_{t28} = 2,1 MPa

I.10. Hypothèse du calcul :

L'étude de structure est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I.10.1. Le règlement BAEL 91 :

(Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites

I.10.2. Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

-Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :

  ε_{bc}= 2‰ en flexion composée.

  ε_{bc}= 3,5‰ en compression simple

- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour :
  - Le béton en compression.
  - L'allongement de l'acier est limité à εs=10‰.
  - L'acier en traction et en compression.
  -

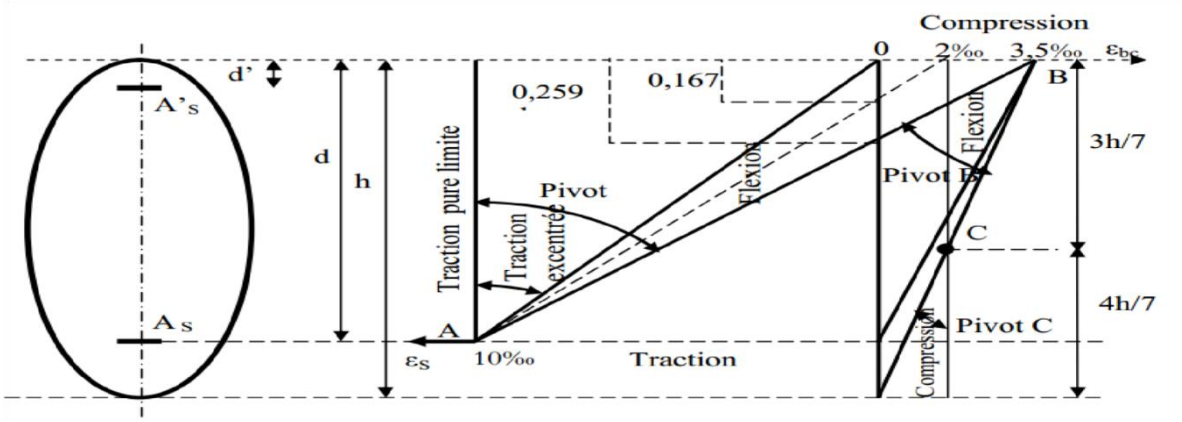


Figure I.1 : Diagramme des déformations limites de la section: règle des trois pivots.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des pointes A. B ou C appelés pivots.

- **Traction pure :**

Toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰. L'acier doit être reparti dans tente la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

- **Traction excentrée:**

A la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\varepsilon s <$ 10‰, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0 Les droits de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

- **Flexion (simple ou composée) :**

On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon bc =$ 3,5‰ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon s =$ 10‰ et$\varepsilon bc \leq$ 3,5‰.

La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance y = αxAB .d de la fibre la plus comprimée avec α×AB = 3,5/(10+3,5) = 0,259 ; la flexion simple ou composée avec 0 ≤ α ≤0,259 admet le pivot A.

Le cas particulier où ε_s= 10‰ et ε_{bc} = 2‰ correspond à α =2/(10+2) donc : α = 0,167

Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter εbc au-delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que : εs = 0 ;

α =Y/d varie de 0,259 à 1.

La flexion simple ou composée avec armature tendues avec 0,259 ≤ α ≤ 1 admet le pivot B.

Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimées, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec 1 ≤ α ≤ h/d admet le pivot B.

- **Compression :**

Si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser ε_{bc}= 2‰.

La compression simple on composée admet le pivot C.

2 ‰ ≤ ε_{bc}≤ 3,5 ‰ sur la fibre la plus comprimée.

ε_{bc}≤ 2 ‰ sur la fibre la plus moins comprimée.

En résumé :

Pivot A : Traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : Flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

Pivot C : Compression simple ou composée.

I.10.3.Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières aux de là desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

Hypothèse de calcul :

Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton (ES=15Eb ; n =15).

I.11. Caractéristique des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I.11.1. Béton :

État limite ultime (ELU) :

Contrainte ultime du béton

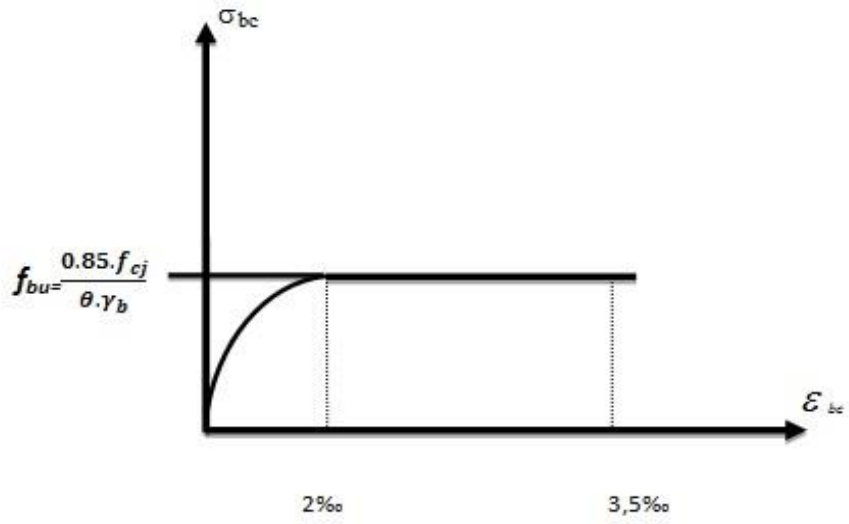


Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU

fbu: Contrainte ultime du béton en compression .

$f_{bu} = \frac{0.85.fcj}{\theta.\gamma}$: Coefficient de sécurité du béton, il faut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ: coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- θ =1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- θ =0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.
- θ =0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Diagramme rectangulaire(B.A.E.L91modifié99.p81) :

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

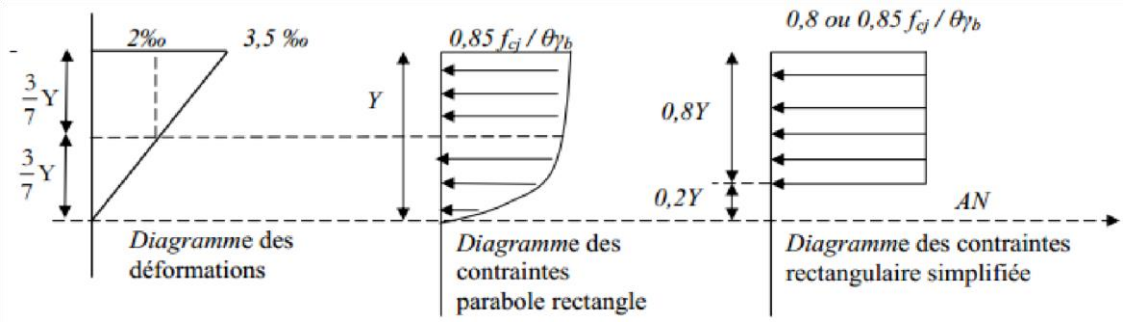


Figure I.3 : Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distante de 0,2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.

Sur la distance restante 0,8 y la contrainte à pour valeur $f_{bu} = \frac{0.85.fcj}{\theta.\gamma}$ pour les zones comprimées.

La largueur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$f_{bu} = \frac{0.8.fcj}{\theta.\gamma}$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

à ELS : est donné par $\overline{\sigma}_{bc}=0.6.f_{c28}$

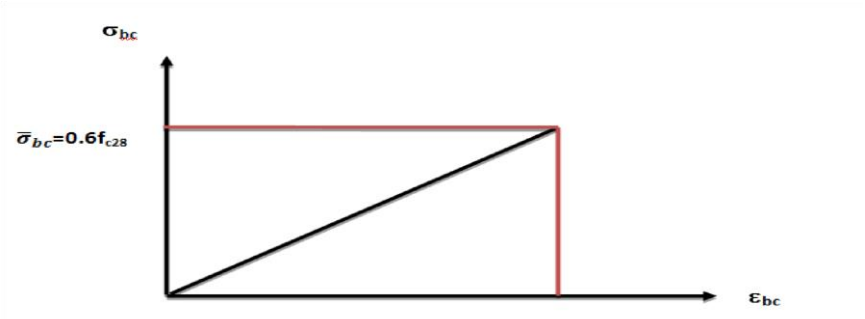


figure I. 4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma b}}$

I.11.2. Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le BAEL 91 :

- Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures on a :

  $E_{ij}=11000 * \sqrt[3]{fcj}$ D'où : E_{I28}= 32164,2 MPa .

- Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

  $E_{vj}=3700*\sqrt[3]{fcj}$ D'où : $Ev28$= 10818,865 MPa.

I.11.3 Coefficient de Poisson:

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations Longitudinales noté "ν". Conformément au règlement BAEL 91:

à l'ELU : ν=0 ⇒ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : ν=0,2 ⇒ calcul des déformations (béton non fissuré).

I.11.4 Contrainte admissible de cisaillement :

$\bar{\tau}_{\bar{u}} \leq$ = Min (0,2fcj / γb,5MPa) Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_{\bar{u}} \leq$ = Min (0,15fcj / γb,4MPa) Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définit par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u.

$$\tau u = \frac{Tu}{bd}$$

Avec : - b : largeur de la pièce.

- d : hauteur utile.

I.12. Acier:

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

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : E s =200 000 MPa. La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique fe. Le tableau suivant nous Donne quelques examples d'aciers.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre
Rond lisse	Armatures transversales	FeE235	$\varphi 6 \; et \; \varphi 8$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	HA≥ 8
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	$0 \leq \varphi \leq 6$

Tableau I- 1: Caractéristiques mécaniques des aciers

Contraint limite de l'acier :

À ELU : On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

fe : contrainte limite élastique.

εs : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\varepsilon_{es}=\frac{fe}{\gamma s.Es}$$

σs : contrainte de l'acier.

γs : coefficient de sécurité de l'acier.

γs =1.15 en cas de situations durables ou transitoires.

γs =1.00 en cas de situations accidentel.

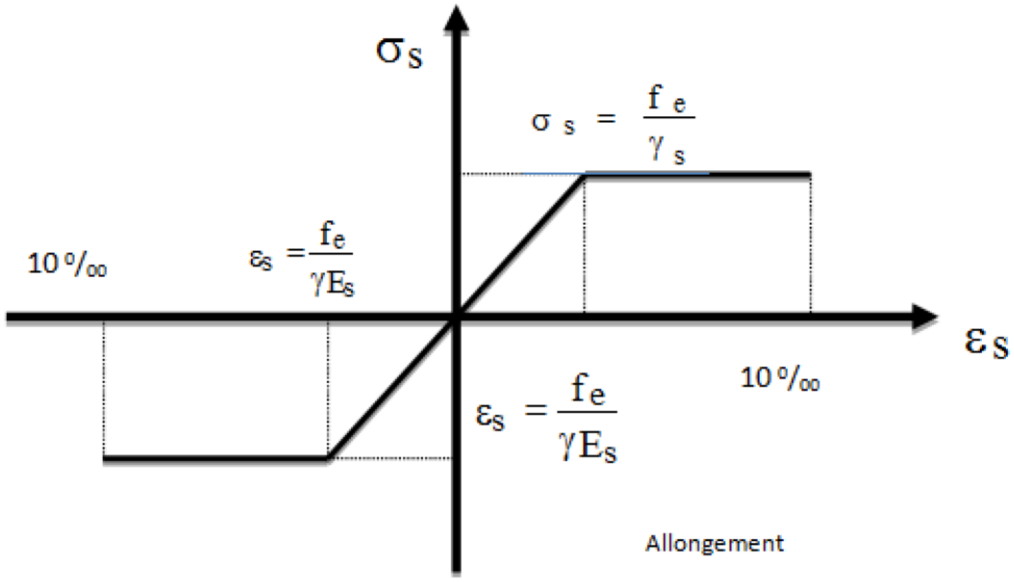


Figure I.5: diagramme contraintes déformations.

Contrainte admissibles à ELS:

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine : Fissuration peu nuisible : pas de vérification

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st}=\min(2/3\ f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta * fc28})$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st}=\min(0.5\ f_e\ ;\ 90\sqrt{\eta * fc28})$

Avec - η : coefficient de fissuration.

- η=1 pour les aciers ronds lisses.

- η=1,6 pour les aciers à haute adhérence (HA)

Coefficient d'équivalence: Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant :

- $\eta = ES/\ Eb$ =15

Avec : - n : coefficient d'équivalence.

- Es : module de déformation de l'acier.

- Eb: Module de déformation du béton.

- Fe= 400 MPa.

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

1,35 G + 1,5 Q

Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : G + Q

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

G + Q+ E G : charge permanente.

$G + Q \pm 1{,}2\ E$ Q : charge d'exploitation.

$0{,}8\ G \pm E$ E: effort de séisme.

Chapitre II

Pré-Dimensionnement
Des
Elément de la structure

II.1 Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, planchers) d'une structure est une Étape Primordiale dans chaque projet de génie civil. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils Peuvent être modifiés Après vérifications dans la phase de calcul.

II.2 Pré dimensionnement:

II.2.1 Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).

Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1.1 Planchers à corps creux :

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux (Figure II.1) , l'épaisseur du plancher et elle est calculée à l'aide des deux formules suivantes imposée par les règles CBA93 :

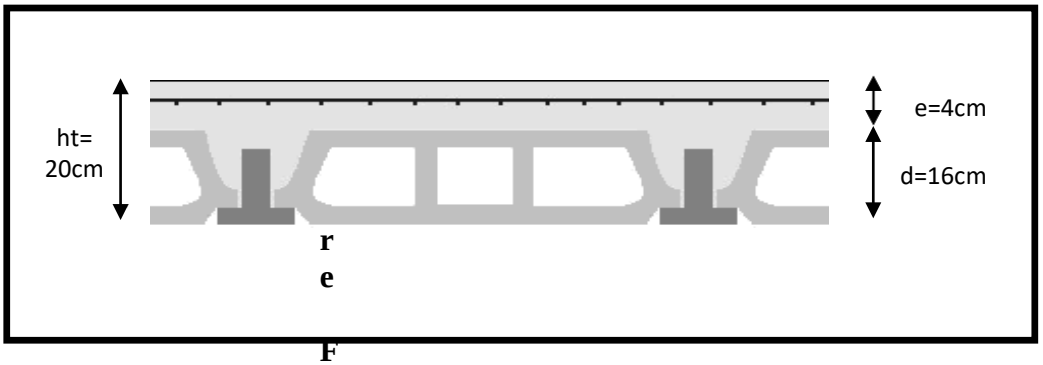
$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}. \\ \frac{L_{max}}{22.5} \leq h_t \end{cases}$$

L : est la plus grande portée des poutrelles mesurée entre nus des appuis dans le sens desnervures.

On a: L = 420-30 = 390 cm d' ou

$$\begin{cases} \frac{390}{25} \leq h_t \leq \frac{390}{20}. & 15.6 \leq h_t \leq 19.5. \\ \frac{390}{22.5} \leq h_t & 17.33 \leq h_t \end{cases}$$

Donc on adopte une épaisseur de: ht = 20 cm (disponibilité d'un corps creux de 16+4 au niveau du marché.

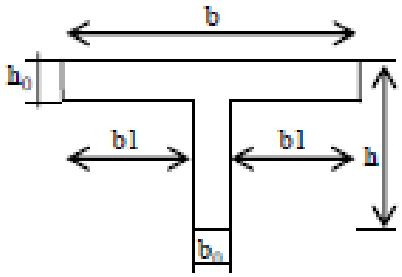


r
e
F

Figure.II.1:plancher corp creux.

La table de compression à prendre en compte est choisie en respectant les Conditions suivantes : B = 65.

Donc en prend b_0 = 12 cm.



$$b_1 = \frac{65-(12)}{2} = \frac{53}{2}$$

$$b_{1=26.5cm}$$

II .2.1.2 Les dalles pleines :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

Critère de résistance :

dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L_X}{45} \leq e \leq \frac{L_X}{40}$$

dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_X}{35} \leq e \leq \frac{L_X}{30}.$$

où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

Sécurité contre l'incendie :

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

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

Condition d'isolation acoustique : ep ≥ 15 cm.

- Critère de résistance :420/45 ≤ e_p ≤ 420/40 , 9.33 ≤ e_p ≤ 10.5
- La sécurité contre l'incendie: ep = 11cm.
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm.

Conclusion :

Pour la dalle pleine on adoptera : **e_p= 15cm** (valeur imposée par le règlement).

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules empiriques données par BAEL91 et Vérifiées les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99).Règles (CBA 93).

II.3.1 Poutres (principales):

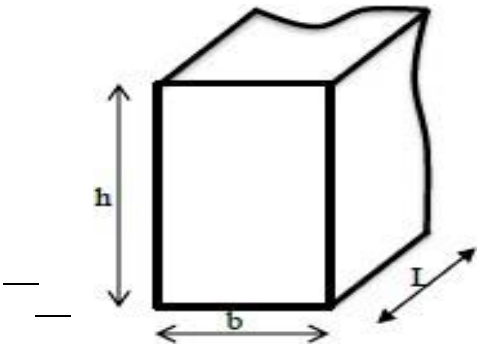
Elles reçoivent les charges transmise par les solives (Poutrelles) et les répartie aux poteaux surlesquels ces poutres reposent.

- elles relient les poteaux.

- elles Supportent la dalle. D'après le BAEL91:

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

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



Avec : L : portée maximale de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Nous avons : L = 450 -30=420cm.

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \\ 28 \leq h \leq 42 \text{ on prend h = 40cm.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h. \\ 0.3(40) \leq b \leq 0{,}7(40). \\ 12 \leq b \leq 28 \quad \text{On prend b = 30cm.} \end{cases}$$

Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \quad \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm.} \\ b = 30 \geq 20\text{cm} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ Vérifiée.} \\ (h/b) = 1{,}25 \leq 4. \end{cases}$$

II.3.2 Poutres (secondaires):

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après le BAEL91:

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

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

Avec : L : portée maximale de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Nous avons : L = 420 -30=390cm

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \\ 26 \leq h \leq 39 \end{cases}$$ on prend h = 35cm.

$$\begin{cases} 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h. \\ 0.3(35) \leq b \leq 0{,}7(35). \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \end{cases}$$ On prend b = 30cm.

Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \quad \begin{cases} h = 35 \geq 30\ cm\ . \\ b = 30 \geq 20\ cm\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ vérifiée} \\ (h/b) = 1{,}16 \leq 4\ . \end{cases}$$

Tableau II.1 : section des poutres.

Poutres	**Section cm²**
Principales	(30x40)
Secondaires	(30x35)

II.4 Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Elle est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferraillage se calculesous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicitée par :

- un effort normal (G) dû à son poids propre,
- un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

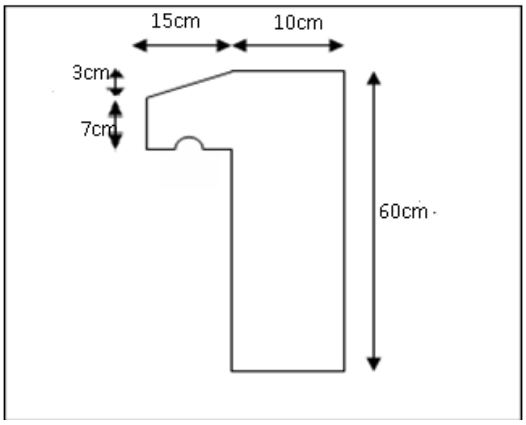


Figure II.2 : schéma de l'acrotère.

La surface de l'acrotère est :

$S = (0,03+0,15)/2 + (0,07x0, 15) + (0,1x0,6).$

$S = 0,072m^2$.

Le poids propre de l'acrotère est :

$P= (0,072x25) =1,819KN/m.$

G =1.819KN/m.

Q = 1KN/m.

II.5 Pré dimensionnement des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers.

Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulésen place. Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants:

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

II.5.1 Pour étage courant et RDC :

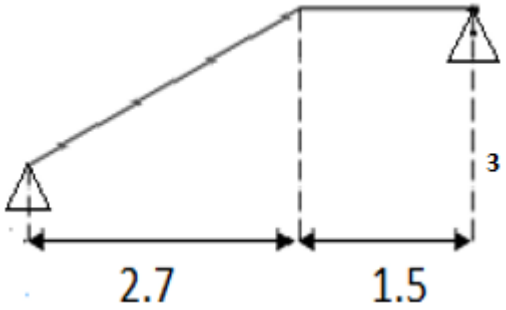


Figure II.3:schéma d'escalier RDC.

Caractéristiques techniques:

Conception de l'architecte :

Hauteur :H=3/2=1.50m (volée étage courante et RDC)

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL**:

- **h** : varie de 14cm a 20cm en prend :
- **g** : varie de 22cm a 33cm en prend

Volée L'=270 cm

Palier de repos =150 cm

Pour : h =15 cm⇒ compris entre 15 et 20 cm..... (OK)

Pour : g= ? cm

N_C : nombre des contre marches

$N_{C\,(ETAGE)} = H/h = 150/15 = 10$

$n = N_{C(ETAGE)} - 1 = 9$ marches

La longueur de giron (g)

- g = 270/9 = 30 cm ⇒ compris entre 22 et 33cm.....(OK)

Vérification la loi de blondel :

59cm≤ g + 2h ≤66 ⇒59 ≤30+ 2x15 ≤66 cm ⇒59 ≤60≤66 ⇒ condition vérifiée

Inclinaison de la paillasse:

Tgα = H' / L'

H'=N_c x h ⇒H'=10x15⇒H'=1,50m.

L'= (n-1) x g ⇒ L' = (9) x30 ⇒L' = 2.70m.

$Tg\alpha = \frac{150}{270} = 0{,}55$

α= 29.05°

L'épaisseur (e) de la paillasse est donné par : $L_0/30 \leq e \leq L_0/20$.

L_0 : C'est longueur totale entre nus de la paillasse +paliers.

L_0= 2.7 + 1.5 = 4.2 m

$\frac{460}{35} \leq e \leq \frac{460}{30}$

13.14 ≤e ≤ 15.33 On prend e =15 cm

II.5.2 Pour entre- sol :

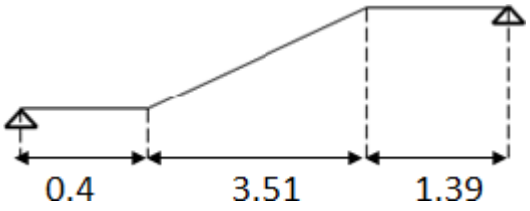


Figure II.4 :schéma d'escalier sous-sol.

- Caractéristiques techniques :

- **Conception de l'architecte :**

Hauteur : H= 2.45m (volée sous-sol)

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL**

h : varie de 14cm a 20cm en prend :

g : varie de 22cm a 33cm en prend :

Volée L'=351 cm

Palier de repos 1 =139 cm

Palier de repos 1 =40 cm

Pour : h =17.5 cm⇒ compris entre 14 et 20 cm (OK)

Pour : g = ? cm

N_C : nombre des contre marches

$N_{C\,(ETAGE)}$ = H/h = 245/17.5 = 14

n = $N_{C(ETAGE)}$ - 1 = 13 marchesLa longueur de giron (g)

g= 351/13 = 27 cm ⇒ compris entre 22 et 33cm .....(OK)

Vérification la loi de blondel :

59cm≤ g + 2h ≤66 cm.

59 ≤ 30+ 2 x17.5 ≤66 cm ⇒59 ≤65≤66 ⇒ condition vérifiée

Inclinaison de la paillasse:

Tgα = H' / L'

H'=N_c * h⇒H'=2,45 m

L'= (n-1) * g ⇒ L' =3.51m

$Tg\alpha = \frac{245}{351} = 0.69$

⇒ α = 34.6°

L'épaisseur (e) de la paillasse est donné par : $L_0/30 \leq e \leq L_0\,20$ .L_0 : C'est longueur totale entre nus de la paillasse + paliers .

L_0= 1.39+3.51+0.4 = 5.3 m

$\frac{559}{35} \leq e \leq \frac{559}{30}$

On prend e =15 cm

II.6 EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2]

II.6.1 Charges permanentes :

II.6.1.1 Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.2 Charge permanente du mur intérieur.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/ m²)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	Art C.2.2
2	*Brique creuse*	0.10	9	0.90	Art C.1
3	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				**1.62**	

b) Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.3 Charge permanente du mur extérieur.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/ m²)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	Art C.2.2
2	*Brique creuse*	0.10	9	0.90	Art C.1
3	*Lame d'air*	0.5	/	/	/
4	*Brique creuse*	0.10	9	0.90	Art C.1
5	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				**2.52**	



Figure II.5. Coupe de mur en maçonnerie.

II.6.1.2 Plancher terrasse :

A) Plancher corps creux :

Tableau II.4 Charge permanente et d'exploitation du plancher terrasse.

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Plaque de Liège	0.04	4	0.16
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**G= 6.76**
Charge d'exploitation Q				**Q=1**

II.6.1.3 Plancher Etage courant :

Tableau II.5 Charge permanente et d'exploitation du plancher courant.

N⁰	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Mur simple cloison	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**G=6.16**
Charge d'exploitation Q				**Q=1,5**

II.6.1.4 dalle pleine de terrasse :

Tableau II.6 : Charge permanente et d'exploitation due aux dalles pleines de la terrasse.

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Plaque de Liège	0.04	4	0.16
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**G=7.71**
Charge d'exploitation Q				**Q=1**

II.6.1.5 Dalle pleine de l'étage:

Tableau.II.7: Charge permanente et d'exploitation due à la dalle pleine d'étage.

N^0	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Les murs simples	0.10	16.2	1.62
Charge permanente G				**G=7.11**
Charge d'exploitation Q				**Q=1,5**

II.4.2 Charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m²
- Terrasse accessible : Q=1.5 kN/ m²

II.6.1.6 Palier de repos de l'escalier :

Tableau II.8 : Poids propre du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	**0.40**
2	Mortier de pose	0.03	18	**0.54**
3	Lit de sable	0.02	20	**0.40**
4	Poids propre du palier	0.15	25	**3.75**
5	Enduit ciment	0.02	18	**0.36**
			G	**5.45**

II.6.1.7: la paillasse de l'escalier :

Tableau II.9: Poids propre de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	**0.40**
2	Mortier de pose	0.03	18	**0.54**
3	Lit de sable	0.03	18	**0.54**
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	**4.28**
5	Poids des marches	0.15 / 2	25	**1.875**
6	Enduit ciment	0.02	18	**0.36**
			G	**7.85**

Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/ m²

II.7 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, son rôle est de transmettre les charges verticales aux points d'appuis (fondations).

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \bar{N}$) et la descente des charges permanentes et des charges d'exploitations à l'état limite ultime.

Selon l'Article [B.8.11 du CBA93], 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 :

$$N_u{}^* = 1.1N_u$$

II.7.1 Dimensions des poteaux :

Tableau II.10 : pré dimensionnement des poteaux.

Nivaeu d'étage	5^{eme}	4^{eme}	3^{eme}	2^{eme}	1^{er}	RDC	Sous sole
Dimension Des poteaux	35x35	35x35	35x35	35x35	40x40	40x40	40x40

II.7.2 Etapes de pré dimensionnement :

- Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ du poteau.
- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Evaluation des charges.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1].

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0.9\,.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

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

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

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad Si \ \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.30 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad Si \ \ 50 \leq \lambda \leq 70$$

$\lambda = \frac{l_f}{i}$. $l_f = 0.7 l_0$

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration;

l_0 : Longueur du poteau ;

l_f: Longueur de flambement.

Dans notre projet, l_0=3.40m pour tous les étages. Sauf Sous-sol 2, l_0=2.60m

$$i = \sqrt{I/b^2}$$

I : moment d'inertie du poteau ;

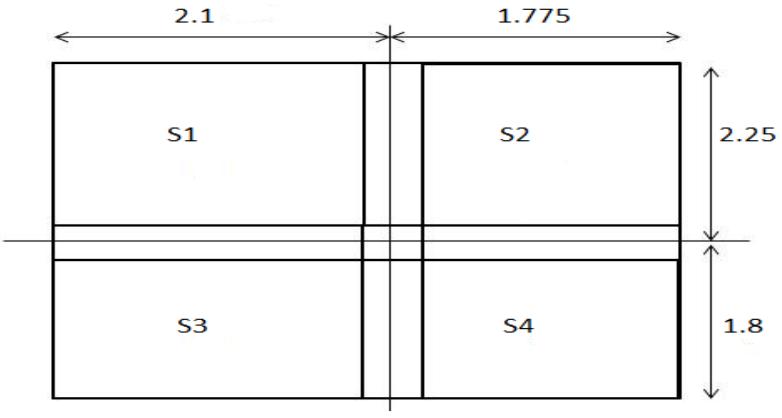
b : largeur du poteau.

$$I = \frac{bh^3}{12} \ ; \ b = h \ ; \ I = \frac{b^4}{12} \ ; \ i = \sqrt{(\frac{b^4}{12})/b^2} \ ; \ i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

f_{c28}=25 MPa ;f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1.5 ; γ_s=1.15)

II.7.3 Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive.



- Poutre principale (b x h)= (30 x 40).
- poutre secondaire (b x h) = (30 x35).

- Hauteur de RDC et l'étage courante = 3m.

- Hauteur de sous-sol = -3 m.
- Le poids propre de la poutre principal

= 0,30x0,40 x 25= 3 KN/ml.

- Le poids propre de la poutre secondaire est : 2.62KN/ml.
- La surface totale entre nus (affairent) : 13.40 m².
- La surface totale entre axe :

S1=4.725m².

S2= 3.993 m².

S3= 3.78 m².

S4= 3.195 m².

- La Somme = 15,693 m

II.7.4 Charges permanentes :

$G_{niveau} = G_{plancher} + G_{pp} + G_{ps} + G_{ptx}$

Avec : $G_{plancher}$= la charge permanente du plancher *$S_{plancher}$

$G_{(pp)ou(ps)} = b * h * L * \gamma_b$.

$G_{ptx} = b * h_{étg} * L * \gamma_b$.

γ_b: poids volumique du béton, $\gamma_b = 25kN/m^3$.

Tableau II.11. Charges permanentes cumulées des surfaces reprises.

Niveau	$G_{plancher}(kN)$	$G_{pp}(kN)$	$G_{ps}(kN)$	$G_{ptx}(kN)$	$G_{niveau}(kN)$	$G_{cumulée}(kN)$
5éme	91,64	9	7,87	8,43	116,94	116,9
4éme	91,64	9	7,87	8,43	116,94	233,88
3éme	91,64	9	7,87	8,43	116,94	350,82
2éme	91,64	9	7,87	8,43	116,94	467,76
1ier	91,64	9	7,87	8,43	116,94	584,7
RDC	91,64	9	7,87	8,43	116,94	701,64
Entre-sole	91,64	9	7.87	8.43	116.94	818,58

II.7.5. Charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression suivante :

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right)$.

$Q_0 = 1\ kN/m^2$ (terrasse inaccessible) ;

$Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6$, =1.5 kN/m^2 (étage à usage habitations) ;

5émé étage : Q_0

4émé étage : $Q_0 + Q_1$

3émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

2émé étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

1émé étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

RDC: $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous-sol : $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

$$Q = S_{totale} * Q_i$$

Tableau II.12. Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises.

Niveau	*Q (kN)*	*3+n/2n*	$Q_{cumulée}(kN)$
5éme	13,40	/	13,40
4éme	20,10	1	33,50
3éme	20,10	0.95	53,60
2éme	20,10	0.90	73,7
1éme	20,10	0.85	93,8
RDC	20,10	0.80	113,9
entre-sol	20,10	0.75	134

II.7.6 Calcul de la capacité portante $\bar{N}$:

Tableau II.13. Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau.

Niveau	*B(cm²)*	$B_r(mm^2)$	$l_f(m)$	*i (m)*	λ	α	$A_s(mm^2)$	$\bar{N}$*(kN)*
5éme	0,35x0.35	108900	2,100	0,10	20,79	0,79	122,5	**1747**
4éme	0,35x0.35	108900	2,100	0,10	20,79	0,79	122,5	**1747**
3éme	0,35x0.35	108900	2,100	0,10	20,79	0,79	122.5	**1747**
2éme	0,40x0.40	108900	2.100	0,11	28,38	0,79	122.5	**1747**
1^{ier}	0,40x0.40	108900	2.100	0,11	28,38	0,79	122.5	**1747**
RDC	0,40 x0.4	108900	2.100	0,11	28,38	0,79	122.5	**1747**
Entre- SOLE	0,40x0.40	108900	2.100	0,11	28,38	0,79	122.5	**1747**

II.7.7 L'effort normal ultime N_u :

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- $Nu^* = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Tableau II.14 : Vérification de l'effort normal des poteaux.

Niveau	*G (kN)*	*Q (kN)*	N_u *(kN)*	*Nu* (kN)*	$\bar{N}$ *(kN)*	*Nu** $\leq \bar{N}$
5éme	116,9	13,40	138,35	152,18	**1747**	C.V
4éme	233,88	33,50	365,98	402,57	**1747**	C.V
3éme	350,82	53,60	554,01	609,41	**1747**	C.V
2éme	467,76	73,7	720,02	792,02	**2172,51**	C.V
1^{ier}	584,7	93,8	930,04	1023,04	**2172.51**	C.V
RDC	701,64	113,9	1118,06	1229,86	**2172.51**	C.V
Entre-sole	818,58	134	1306,08	1436,68	**2172.51**	C.V

II.7.8 Vérification selon le RPA99 version2003 :

A) Vérification des sections :[RPA 99 (version 2003) Art.7.4.1]

Tableau II.15 : Vérification des sections selon le RPA99 version2003.

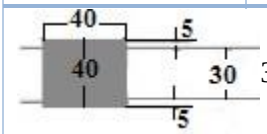
Condition àvérifier	**Application de condition**	**Vérification**
Min (b, h) ≥ 30 cm **Min (b, h) ≥ h_e /20** **0.25 ≤ (b/h) ≤ 4**	Min (b, h) = 30cm h_e /20 = (300-0.30) /20 = 14.98cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	C.V

B) Vérification aux zones nodales : [RPA 99 (version 2003) Art.7.5] :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$ $\qquad d \leq Max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$

Tableau II.16 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

	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≤Max ($b_1/2;h_1/2$)
	30	40	40	Oui	5	20	Oui
	30	30	30	Oui	0	15	Oui

Conclusion :

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes (due aux charges statiques), et satisfaites aux conditions du RPA99 version 2003.

II.8 Pré-dimensionnement des voiles:

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

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

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

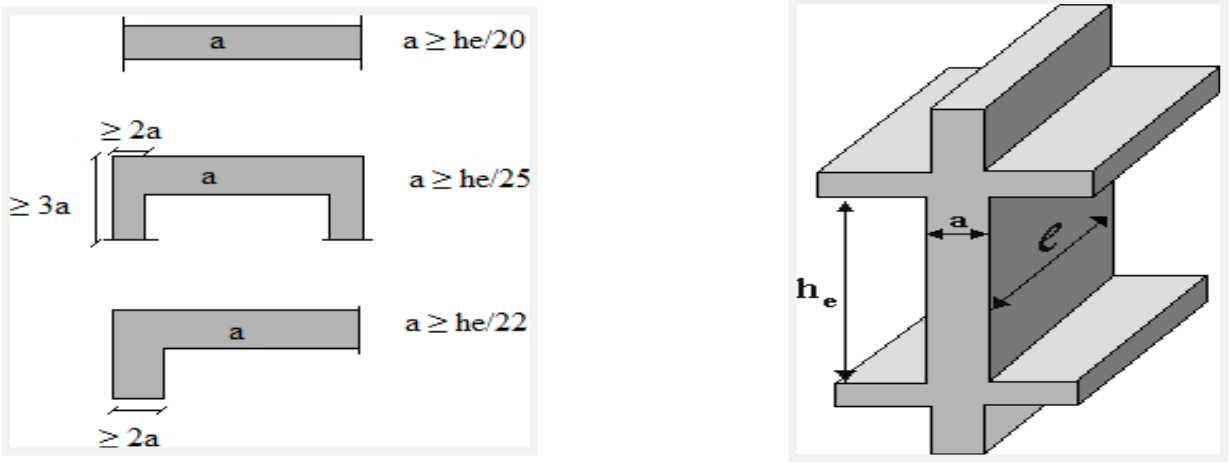


Figure II.6 : Vue en plan et vue en 3D du voile.

II.8.1 Voile étage :

he = 3 m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :Pour les voiles à abouts libres : a≥ max [he/20; 15 cm]

e ≥ h/20 ⟹ e ≥300/20 ⟹ e ≥ 15 cm.On adopte : **e=15 cm**

Chapitre III

Calcul des éléments Secondaire

III.1 Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux dans le cas des planchers.

III.2 Acrotère.

III.2.1. Détermination des efforts

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

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

IL a pour rôle de :

- Servant comme garde-corps.
- Éviter les débordements des eaux pluviales du niveau des murs extérieurs.

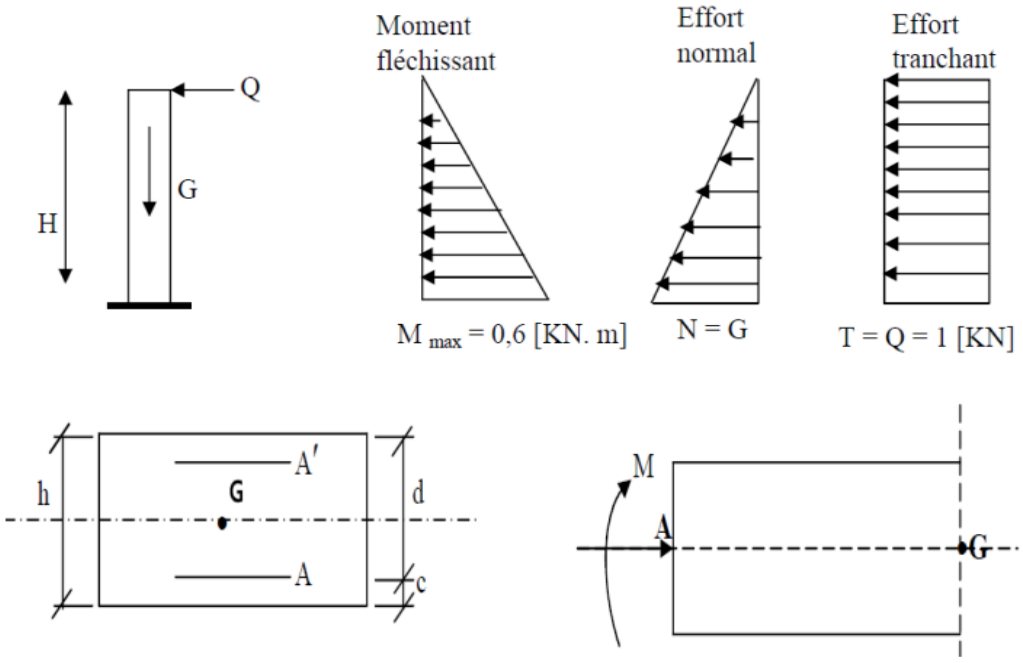


Figure III.1: Principe de calcul.

G = 25 [(0,6x0, 1) + (0,15x0,1) - (0,03x0,15) / 2] =1,819KN /ml.

Poids propre de l'acrotère : G = 1,819 KN/ml.

Surcharge d'exploitation : Q =1,00 KN /ml .

Effort normal dû au poids propre G : N = Gx1ml =1,819 KN.

Effort tranchant : T = Qx1ml = 1,00 KN.

Moment fléchissant max dû a la surcharge Q : M = T x H = Qx1mxH = 0,60 KN m.

Tableau III.1 : Calcul de Ferraillage.

G	Q	/	ELU	ELS
KN/ml		EFFORT NORMAL	NU=1.35G=2.454	Nser =G= 1.818 kN/ml
1.818	**1**	MOMENT D'ANCASTREMENT	Mu=1.5*Q*h=0.9	Mser =Q.h= 0,6 kN.m/ml
		EFFORT TRANCHENT	TU=1.5Q=1.5	/

A l'ELU

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

Section minimale: A_{min} = max [4%u ; 0.2b/100] = 8.8cm²/ml

Section maximale: max=$\frac{5B}{100}$=50cm²/ml

Tableau III. 2 : Armatures verticales et horizontales.

	verticales		**horizontales**	
	As1	As2	Arep1	Arep2
Calculé	4.40	4.40	1.38	1.38
Choisie	7HA10=5.50	7HA10=5.50	4HA8=2.01	4HA8=2.01
espacement	15	15	15	15

III.2.2 Vérification des contraintes normales de traction :

A l'EIS

Type de fissuration : préjudiciable.

$\sigma_{b\ adm}$= 0.6 Fc28 = 15 Mpa [Réf : CBA 93, Art.A-4.5.3.3]

$\sigma_{s\ adm}$ = min $\{\frac{2}{3}fe;110\sqrt{n*ft28}\}$ = 201.63MPa [Réf : CBA 93, Art.A-4.5.3.3]

Tableau III.3 :Vérification des contraintes normales de l'acrotère.

Contraintes(mpa)			**Contrainte admissible(mpa)**			**vérification**
σ_b	σ_s	$\bar{\sigma}'_s$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}'_s$	
0.34	**2.16**	**2.64**	**15**	**201.63**	**201.63**	oui

III.2.3 Vérification des contraintes de cisaillement à L 'ELU :

$$\tau_u=\frac{Tu}{b*d} \leq \bar{\tau}_{min}[\frac{0.15*fc28}{\gamma b};4MPA]$$

Tableau III.4 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère.

Section et sollicitation à l'ELU Vérification			**vérification**		
b	**h**	**T**	Tu	T_{adm}	vérification
100	**10**	**1.5**	0.02	2.50	oui

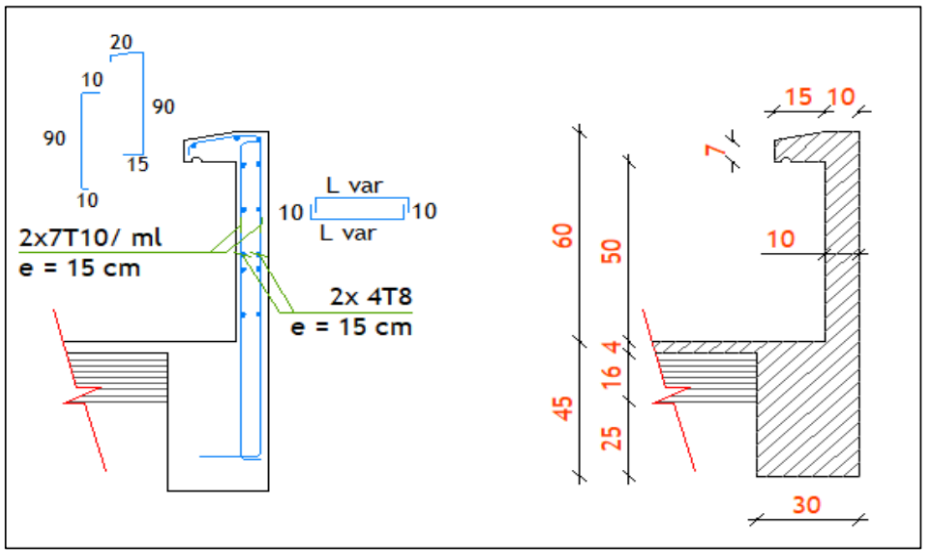


Figure III.2: ferraillage de l'acrotere.

III.3 Etude des planchers :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter le revêtement du sol, dont les deux fonctions principales sont : Fonction de résistance mécanique : le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges Fonction d'isolation acoustique et thermique : Peut être assurée complètement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Classification des planchers :

- Les planchers rencontrés se classent en quatre grandes catégories :
- plancher avec dalle, poutres secondaires (poutrelles) et poutres principales.
- Plancher à poutrelles parallèles rapprochées.
- Plancher à «hourdis creux» (corps creux).
- Plancher champignon et plancher dalles.

Justification du choix de type de planchers « CORPS CREUX » :

Dans notre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages. les raisons de choix sont :

- Il présente l'avantage d'être léger et très économique.
- Bonne isolation thermique et acoustique.
- Exécution simple .

- Ce type de plancher se compose de :
- Un hourdis, portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Des poutrelles transmettant aux poutres principales, les charges venant du hourdis.
- Les poutres principales reçoivent les poutrelles et reposent sur des murs ou sur des poteaux.

Détermination des sollicitations :

Pour la détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants dans des éléments fléchies (poutres, poutrelle ou dalle) ; calcul en flexion dans un seul sens, nous connaissons deux méthodes différentes :

A) Méthode forfaitaire :

Elle est applicable dans le cas des planchers à surcharges modérées et quand les conditions suivantes sont remplies :

- Q ≤max [2G ; 500kgf/m^2]
- Toutes les travées ont le mêmes d'inertie
- Le rapport de deux travées voisines est compris entre 0.8 et 1.25
- Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) → Si une des conditions précédentes n'était pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

B) Méthode de Caquot :

Calcul des moments sur appuis :

Appui de rive : M=0.2M0 (M0 moment isostatique de l travée de rive)

Autres appuis :Mi = $\frac{qw*l\prime w^3+qe*l\prime e^3}{8.5(l\prime w+l\prime e)}$

Avec :(l'=l ……appui de rive ;l'=0.8l……appui intermédiaire)

Calcul des moments en travées : On utilise la relation de RDM

M(x)=q$\frac{1}{2}$x-q$\frac{x^2}{2}+M_w+\frac{M_e-M_W}{l}$

Efforts tranchants :

T(x)=$\frac{dM}{dx}$

III.3.1 Calcul des planchers (les poutrelles):

III.3.1.1 : avant coulage :

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

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

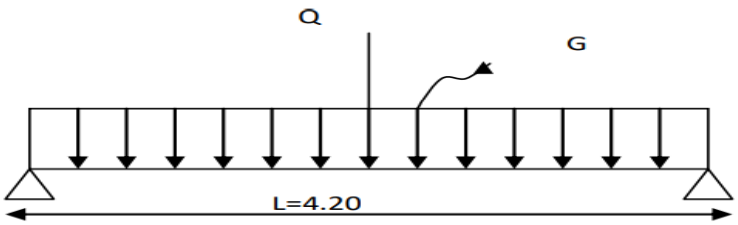


Figure III.3 : Poutrelle avant coulage.

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

Tableau III.5 : Les charges de la poutrelle avant collage.

L(M)	Q(KN)	G(KN)	
4.20	2.1	Poids des poutrelles	Poids des courp creux
		0.12*0.04*25	0.65*1
		0.77	0.65

Mu=1.35MG + 1.5MQ

MG =GL² /8=0.77x(4 .20)² /8=1.697 KN.m

MQ= Q·L²/8= 2.1x(4 .20)² /8 = 4.630 KN.m

Donc : Mu=1.35(1.697)+1.5(4.630)

Mu=9.24 KN.m

$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b * b * d^2}$=6.142≫ μmax

Donc : A′≠ 0

Vérification de la flèche :

- G = poids du plancher (20+4)= 2.8*0.65=1.82 kN/ml .
- Q =1*0.65=0.65 kN/ml.
- $f = \frac{5*(1.35G+1.5Q)*l^4}{348*E*L}$ pour la poutre continue.
- $\boldsymbol{f=\frac{L}{1000}}$ **+0.5cm** pour L >5m.
- $\boldsymbol{f=\frac{L}{500}}$ pour L <5m .

III.3.1.2 : Après le coulage de la table de compression :

III.3.1.2.1 Plancher terrasse :

Méthode forfaitaire : Elle est applicable dans le cas des planchers à surcharges modérées et quand les conditions suivantes sont remplies :

- G=5.85 KN⁄m^2 Q= 1 KN⁄m^2 .
- Q=1KN⁄m^2≤ max (2G, 5) → 0.15≤ max (2×0.500 ,5) condition vérifiée.
- Section de toutes les travées = constante → inertie constante condition vérifiée.
- Le rapport de deux travées voisines est compris entre 0.8 et 1.25.

$\boldsymbol{0.8 \leq \frac{3.9}{3.9} \leq 1.25}$ condition vérifiée.

- Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) condition vérifiée.

Exposé de la méthode forfaitaire :

On désigne chaque travée par :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$.
- $M_T + \frac{M_W+M_E}{2} \geq MAX\begin{cases} 1.05M0 \\ (1+0.3\alpha)M0 \end{cases}$.
- $M_T = \begin{cases} \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} * M0 & Si \text{ la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} * M0 & Si \text{ la travée est int ermédiaire} \end{cases}$.

Pour les appuis:

- $Ma = 0.6 * M0$…… Poutre à deux travées
- $Ma = 0.5 * M0$……. appuis voisin des appuis de rive.
- $Ma = 0.4 * M0$……appuis intermédiaire

- $Ma = 0.2 * M0$. ……appuis de rive

Avec

- Mt : Moment en travée.
- Mω : Moment max sur l'appui gauche.
- Me : Moment max sur l'appui droite.
- Ma : Moment à l'appui.
- M0 : Moment isostatique=$\frac{q*l^2}{8}$.
- Tω=$\frac{p*l}{2} + \frac{M_W+M_E}{L}$
- Te=-$\frac{p*l}{2} + \frac{M_W+M_E}{L}$

Avec :

- Tω : effort tranchant à gauche de la travée.
- Te : effort tranchant à droite de la travée.

Remarque : nous calculons tous les types des poutrelles est ont prons le moment maximale de ce type.

Type1

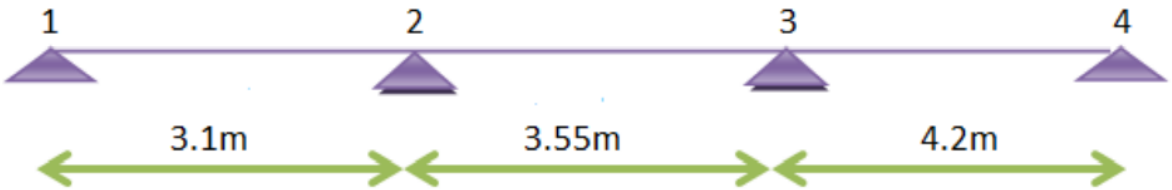


Tableau III.7 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à RDC à l'ELU.

G	Q	G*0.65	Q*0.65	P=1.35G+1.5Q	α
6	1	3.9	0.65	6.24	0.142

Travée I

L	M_0	M_W	M_E	M_T	T_W	T_E
3.1	7.49	1.49	2.99	3.74	9.18	-10.15

Travée II

L	M_0	M_W	M_E	M_T	T_W	T_E
3.55	9.82	4.91	4.91	5.11	11.07	-11.07

Travée III

L	M_0	M_W	M_E	M_T	T_W	T_E
4.2	13.72	6.87	2.75	8.54	14.08	-12.12

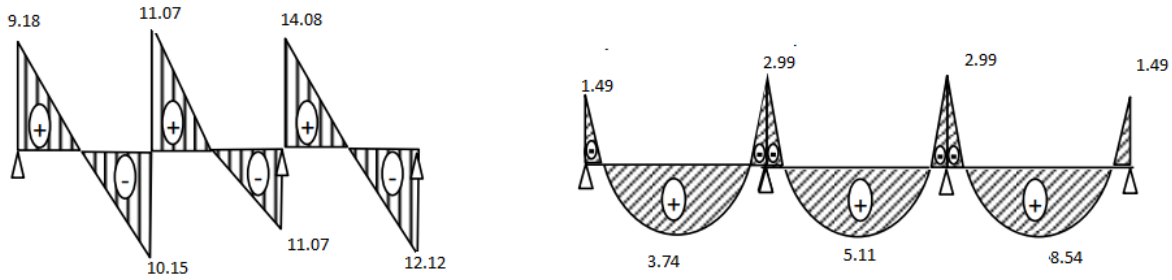


Figure III.4: Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELU du plancher RDC.

Tableau III.8 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à RDC à l'ELS.

G	Q	G*0.65	Q*0.65	P=G+Q	α
6	1	3.9	0.65	5.55	0.142

Travée I

L	M_0	M_W	M_E	M_T	T_W	T_E
3.1	6.66	1.33	3.33	4.137	7.95	-9.24

Travée II

L	M_0	M_W	M_E	M_T	T_W	T_E
3.55	8.74	4.37	4.37	4.45	9.85	-9.85

Travée III

L	M_0	M_W	M_E	M_T	T_W	T_E
4.2	12.23	6.11	2.44	7.60	12.52	-10.78

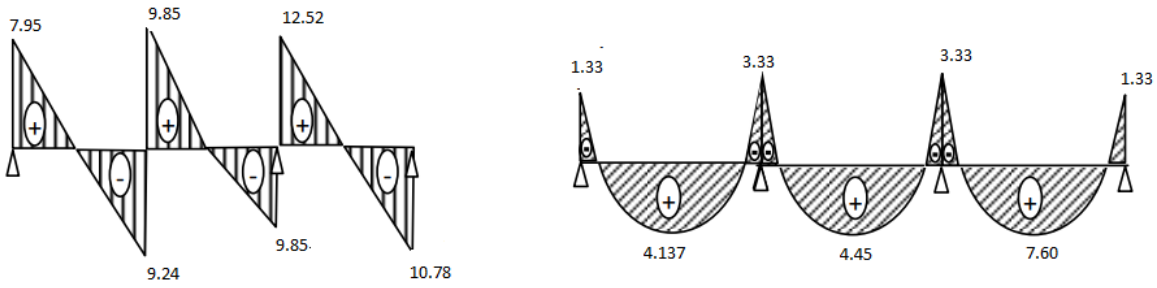


Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant et les moments à l'ELS du plancher RDC.

Tableau III.9 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à l'ETAGE COURANT à l'ELU.

G	Q	G*0.65	Q*0.65	P=1.35G+1.5Q	α
5	1.5	3.25	0.975	5.85	0.230

Travée I

L	M_0	M_W	M_E	M_T	T_W	T_E
3.1	7.02	1.40	3.51	4.45	8.38	-9.74

Travée II

L	M_0	M_W	M_E	M_T	T_W	T_E
3.55	9.21	4.60	4.60	4.92	10.38	-10.38

Travée III

L	M_0	M_W	M_E	M_T	T_W	T_E
4.2	12.90	6.44	2.58	8.18	13.20	-11.36

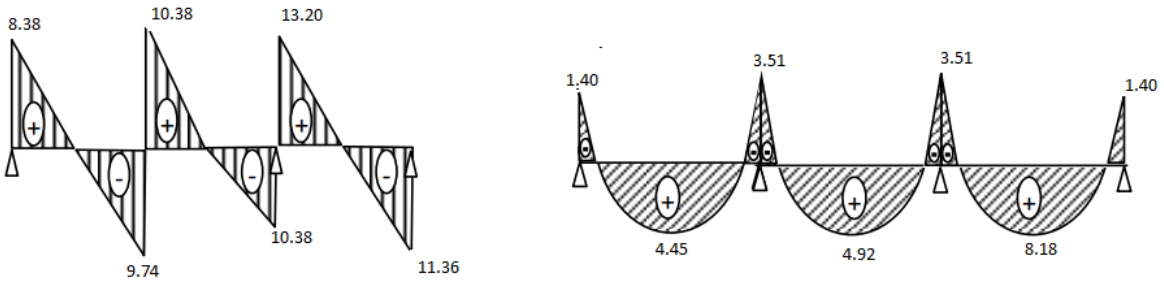


Figure III.6 : Diagrammes de l'effort tranchant et le moment à l'ELU du plancher EC.

Tableau III.10 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à l'ETAGE COURANT à l'ELS.

G	Q	G*0.65	Q*0.65	P=G+Q	α
5	1.5	3.25	0.975	4.22	0.230

Travée I

L	M_0	M_W	M_E	M_T	T_W	T_E
3.1	5.07	1.014	2.532	3.22	6.05	-7.03

Travée II

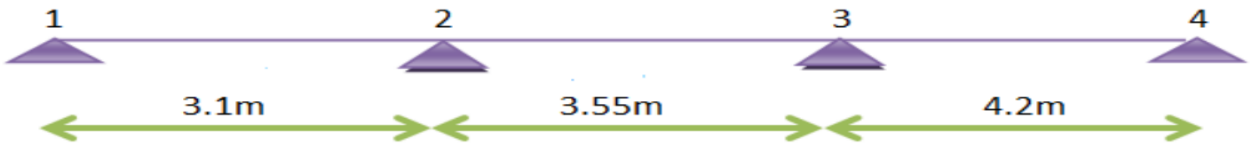
L	M_0	M_W	M_E	M_T	T_W	T_E
3.55	6.64	3.32	3.32	3.54	7.49	-7.49

Travée III

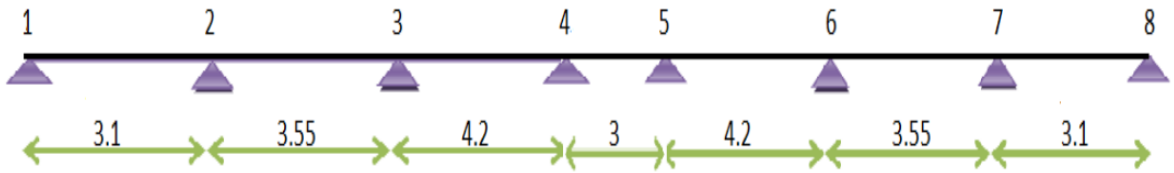
L	M_0	M_W	M_E	M_T	T_W	T_E
4.2	9.30	4.65	1.86	5.90	9.52	-8.19

3.1.2.2 Plancher étage courant:

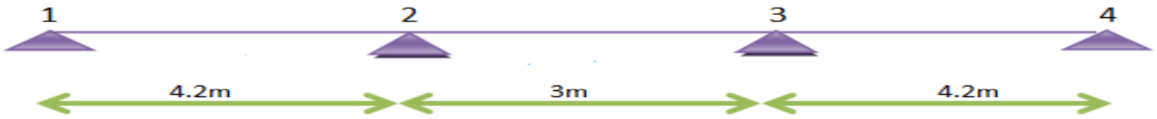
Type1



Type2



Type3



III.4 Ferraillage plancher étage courant :

III.4.1 Sur travée :

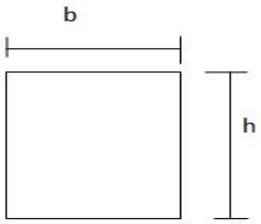


Tableau III.11 : les moments A L'ELU et L'ELS.

ETAGE	ELU			ELS	
	MA	MT	T	MA	MT
RDC	6.87	8.54	14.08	6.11	7.60
ETAGE COURANT	6.44	8.18	13.20	4.65	5.90

Tableau III.12:ferraillage en travée.

POSITION	M	μ	μ_L	β	α	Z	A	A CHOISI
TRAVé	8.18	0.027	0.392	0.9865	0.034	17.75	1.32	3HA10=2.36

III.4.2 sur appui :

Tableau-13:ferraillage en appuis

POSITION	M	μ	μ_L	β	α	Z	A	A CHOISI
appuis	6.44	0.027	0.021	0.319	0.9895	17.80	1.03	3HA10=2.35

Vérification Condition de non fragilité :

On a: A_{min}=0,23*b*d (f_{t28}/fe)

A_{min}= 1,41cm² , As ≥ A_{min} Condition vérifiée

III-4-3-Ferraillage plancher RDC :

Tableau-14 : ferraillage sur traveé

POSITION	M	μ	μ_L	β	α	Z	A	A CHOISI
TRAVE	8.54	0.028	0.392	0.9886	0.035	17.74	1.38	3HA10=2.35

Tablau-15 : ferraillage Sur appuis

POSITION	M	μ	μ_L	β	α	Z	A	A CHOISI
appuis	6.87	0.027	0.023	0.9875	0.9895	17.79	1.10	2HA10=1.57

III.4.4.Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ tel que : f_{c28} = 25MPA. γ_b=1,5 .

$\bar{\tau}_u \leq$ = Min (0,2fcj / γb ; 5MPa) Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{Tmax}{b0*d} = \frac{14.08*10^3}{120*180} = 0.65mpa$$

τ_u =0.06 KN /cm² = 0.6 MPA < 3,33 MPA…..cv

Armatures transversales :

- Selon CBA 93 : Calcul des armatures transversales: Le diamètre des armatures transversales est de :

Le diamètre des armatures transversales est de :

$\Phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h_t}{35}, \Phi_{lmin}, \frac{b_0}{10}\right)$

$\Phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{20}{35}, 1, \frac{14}{10}\right) = \Phi_t \leq \text{Min}(5{,}71, 10, 14)$

On adopte $\Phi_t = 4$ mm et At= 0,25 cm² (marché)

Pour l'espacement, nous avons d'après le CBA 93 ce qui suit:

$$\begin{cases} St \leq \min(0.9d, 40cm) \\ \frac{At}{b*st} \geq \frac{\tau_u - 0.3ft_{28}*k}{0.9fe*(cos\alpha + sin\alpha)} \end{cases} \quad \text{car } \alpha = 67$$

avec k=0 . en considéré que il y a reprise de bétonnage

- L'espacement entre l'armature transversale sera : $St \leq \frac{At*0.9*f\bar{e}(cos\alpha+sin\alpha)}{\tau u*b}$ =22,71 cm

- L'espacement maximal a ne pas dépasser :

St≤min(0.9*d,40cm)=16,2cm. Car d=18cm

$St < \frac{At*fe}{0.4*b_0} = \frac{0.56*400}{0.4*14}$=40cm

Donc on adopte un espacement 20 cm [BAEL91/CBA93 ART A5 1S.2.2]

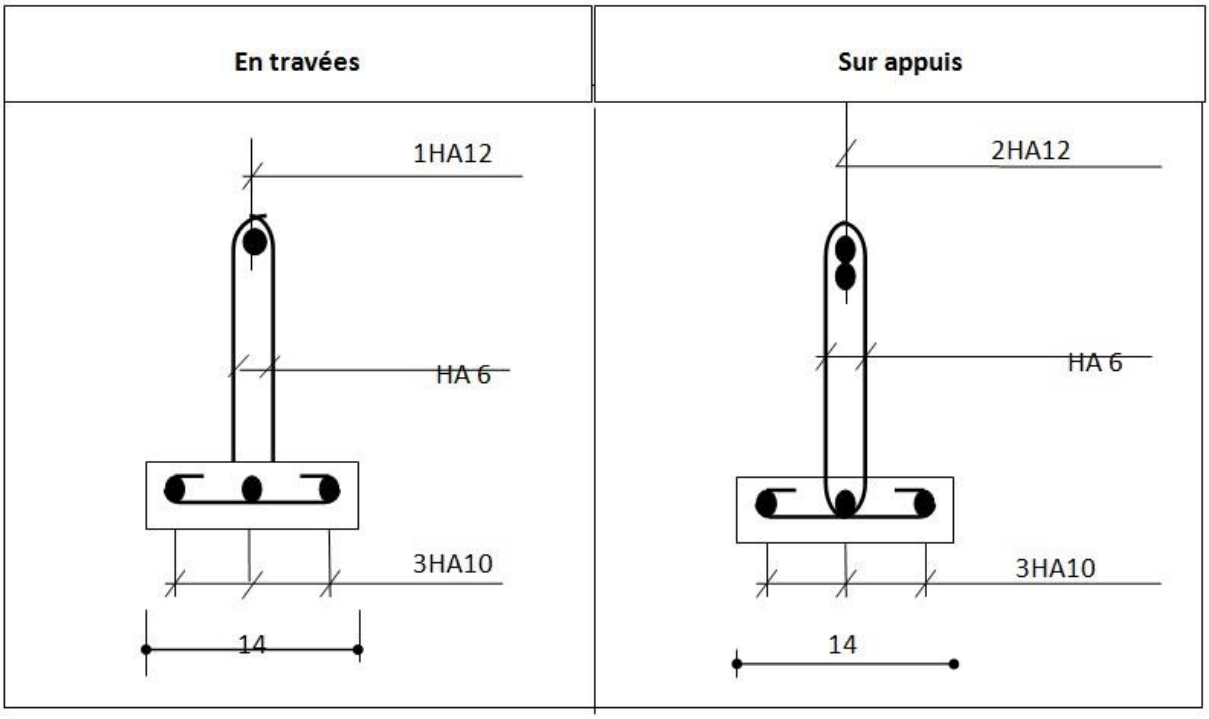


Figure III.7: Ferraillages des poutrelles (plancher des étages).

III.4.5.Vérification de la flèche :

Selon **CBA 93 B .6.5.2** on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si

$\frac{h}{l_0} \geq \frac{1}{16} = \frac{20}{420} \geq \frac{1}{10} = 0.047 \geq 0.06$……non vérifier

$\frac{h}{l_0} \geq \frac{Mt}{10*Ma} = \frac{20}{420} \geq \frac{8.54}{10*6.87} = 0.047 \geq 0.124$…….....non vérifier

$\frac{A}{b_0*d} \geq \frac{4.2}{fe} = \frac{2.36}{12*18} \geq \frac{4.2}{400} = 0.010 > 0.010$……. vérifiér

Donc la vérification de la flèche est obligatoire

Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. **Hypothèse :**
   - Béton : fc28 = 25,0 (MPa)
   - Acier : fe = 400,0 (MPa)
   - Calculs suivant BAEL 91 mod. 99
2. **Géométrie :**

b_f = 65,0 (cm)
b_w = 14,0 (cm)
h = 20,0 (cm)
h_f = 4,0 (cm)
d_1 = 2,0 (cm)
d_2 = 2,0 (cm)

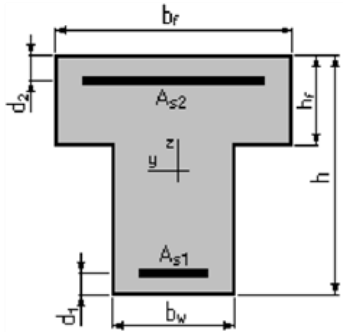
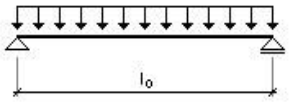


Schéma statique



car : lo = 4,2 (m)

3. **Hypothèses de calcul :**

Facteur de flèche : α_k = 1,00
Chargement : Moment dû à la charge permanente : Mg = 7,17 (kN.m)
Moment dû à la charge totale : Mp = 2,16 (kN.m)
Moment dû aux charges par cloisons : Mj = 0,00 (kN.m)
Section des armatures : As1 = 2,3 (cm^2) As2 = 2,4 (cm^2)
Densité du ferraillage : ρ = 1,83 (%)

4. **Résultats :**

Flèche totale : Δft = 4,6 (mm) < fadm = lo / 500,00 = 8,4 (mm)

III.5 : La dalle de compression :

La dalle de compression sera ferraillée dans les deux sence afin d'éviter les fissurations, le ferraillage est en treillis soudé.

-Les conditions suivantes doivent être respectées :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit :

-A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures. (A en : cm2 pour mètre de nervures).

Avec :

- L1 : distance entre l'axe des poutrelles (L1=65 cm) la table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

- A1: diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

- A2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

Pour :

FE 520 MPA (TL520 ($\Phi < 6$)Ts).

5T6 ⟹ At= 1.41 cm^2

St= 100/5 = 20 cm

Soit 5T6 ; At= 1.41 cm^2 ; St= 20 cm

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte TS Ø 6-20× 20

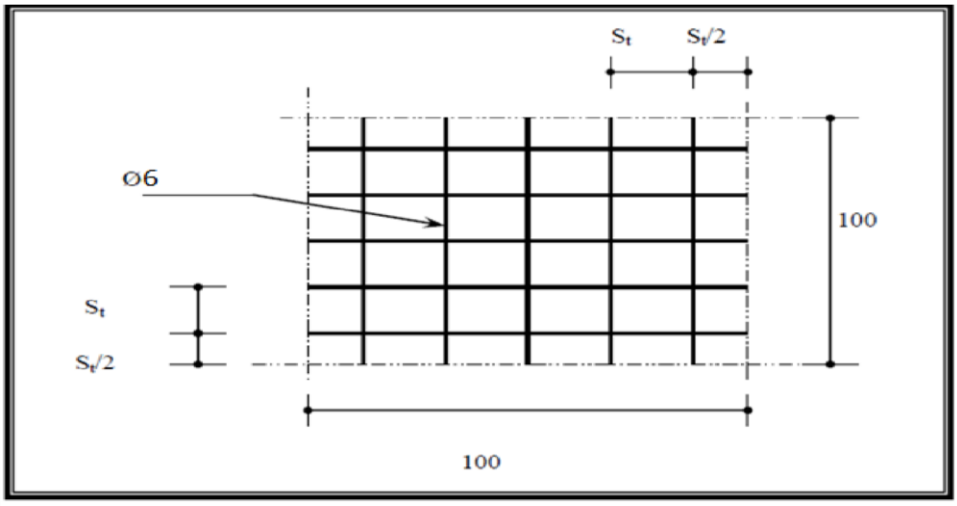


Figure III.8:dalle de compression.

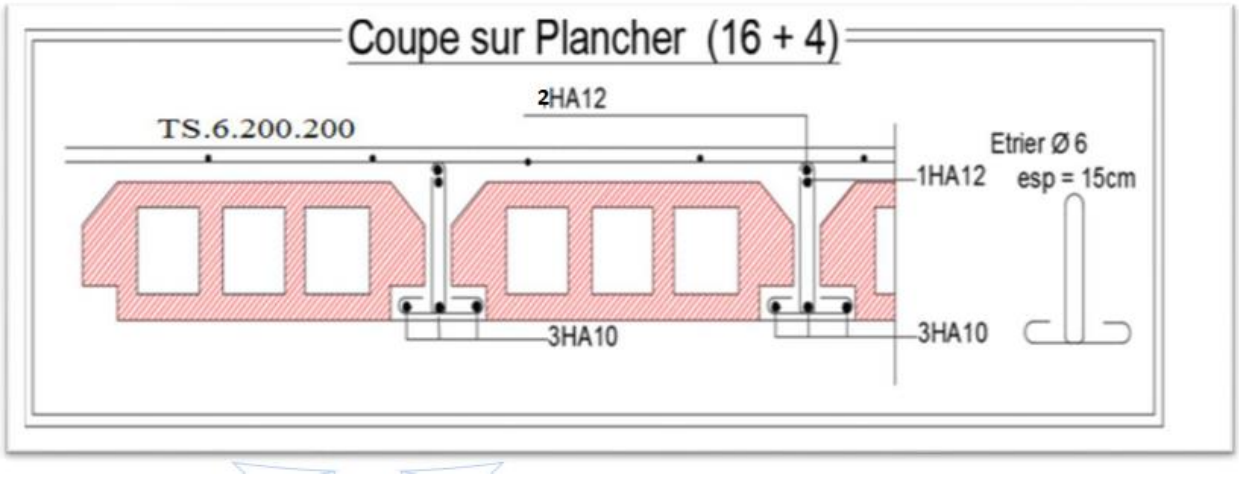


Figure III.9: coupe de plancher (16+4) étage courant .

Pour le ferraillage de la plancher terrasse on résume dans le tableau suivant :

Tableau.16: le ferraillage de la plancher terrasse.

Plancher de :		A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A (cm^2)	AT (mm)	Esp (cm)
Terrasse	Appuis	1,67	1,41	2HA12= 2,26	6	15
	travée	1,6	1,41	3HA10= 2.35	6	15

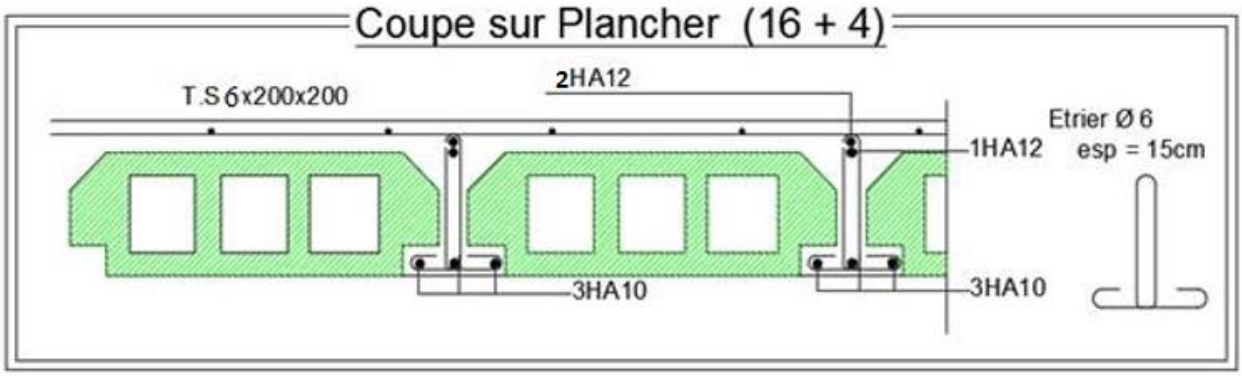


Figure III.10 :coupe de plancher terrasse.

III.6.Dalle flottante :

Dalle flottante :

La dalle flottante repose uniquement sur le sol, elle n'est pas liée avec les longrines. On doit réaliser un joint sec d'épaisseur de 2cm entre la dalle flottante et les longrines.

La dalle flottante a une épaisseur de 15cm, elle repose sur le hérrissonage empêchant la remontée de l'eau par capillarité.

Le ferraillage de la dalle est adopté forfaitairement en respectant un ferraillage minimum pour les zones tendues Amin=1.5 cm2. On adopte un TS 6x200x200 placé au milieu de la dalle.

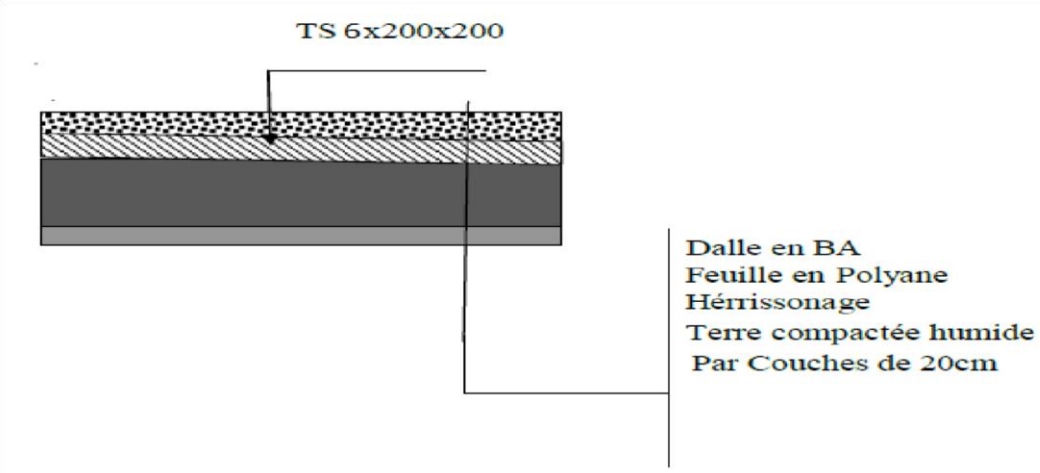


Figure III.11:dalle flottante.

III.7.les Escalier :

III.7.1.Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier à deux volées parallèle, il est constitué de paillasse, et palier de repos.

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

III.7.2.Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$59 \leq h2 + g \leq 66cm$..... (1)

Avec h : hauteur de la marche (contre marche)

g : largeur de la marche, On prend $2h+g=64cm$

H : hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée

III.7.3.Evaluation des charges et surcharges :

A. Charges permanentes :

- Dimensionnement des marches et contre marches :

$$\begin{cases} H=\frac{300}{2}=150cm \\ h=\frac{H}{n}=\frac{150}{10}=15cm \\ g=\frac{L}{n-1}=\frac{270}{9}=30cm \end{cases}$$

- vérification $59< g+2h<66$

g+2h=60 alors condition verifier

$$\alpha = arctg\ \frac{H}{L}=\text{arctg}\frac{150}{270}=\text{arctg}0.55$$

$$\alpha = 29.05.$$

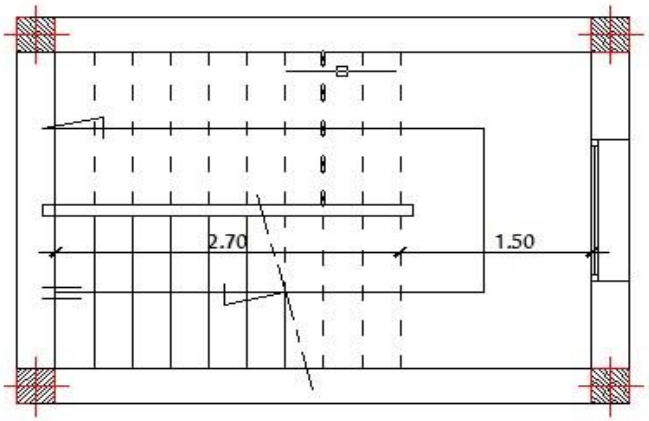
$$\frac{Lt}{30}<e<\frac{Lt}{20}\text{.....car } L=\frac{2.7}{cos\alpha}=3.10m$$

Lt=3.10+1.5=4.6m

$$\frac{4.6}{30}<e<\frac{4.6}{20}\text{.....alors}$$

e=0.15

III.7.4.Escalier étage courant et RDC(Volée1) :



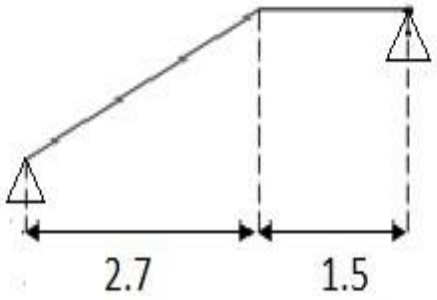


Figure III.12 : schéma d'escalier RDC**.**

Détermination des sollicitations :

Tableau .17 :les charges d'escalier

	G	**Q**	**E..L.U**	**E.L.S**
	KN/m^2	KN/m^2	1.35G+1.5Q	G+Q
PALIER	5.45	2.5	11.11	7.95
PAILLASSE	7.85	2.5	14.34	10.35

Tableau.18 : les moment et l'effort tranchent ELU ELS .

sollicitation	**M_T(KN.m)**	**M_A(KN.m)**	**T(KN)**
ELU	29.85	17.56	30.54
ELS	21.48	12.64	21.98

III.7.5.Ferraillage :

Sur Travée :

ELU :

Schéma du ferraillage :

le calcul est faits a la flexion simple avec :(b x h =100*15). d=h-c. h=15 cm; C=C'= 2cm;

d=13 cm

Tableau.19 :caractéristique des matériau.

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

Tableau .III.21 Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

M max		**A calculé**		**A Choisie**		**St**	$\bar{S}t$	**St≤$\bar{S}t$**
travée	appui	travée	appui	travée	appui	/	/	
29.85	17.56	7.07	4.02	7HA12	4HA12	15	33	C.V

Tableau.III.22 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	A(cm^2)	**Amin(cm^2)**	**Amin≤ *A***
Traveé	7.92	1.57	c.v
appuis	4.52	1.57	c.v

Tableau.III.23 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	Ar	**Achoisier**	**St**	$\bar{S}t$	**St≤$\bar{s}t$**
traveé	1.98	7HA8	15	45	C.V
appuis	1.13	7HA8	15	45	C.V

Vérification d'ELS :

La fissuration est 'peu nuisible': $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Tableau.III.24 : Vérification des contraintes normales de l'escalier.

	A(cm^2)	**Mser(KN.m)**	**σ_b(MPA)**	**$\bar{\sigma}_b$(MPA)**	**$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$**
travée	7.92	21.48	5.66	15	c.v
appuis	4.52	12.64	4.32	15	c.v

- Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}$

fc28 = 25MPa, γ_b = 1,5

$\bar{\tau}_u\leq$ = Min (0,2fcj / γ_b ; 5MPa) Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u\leq$ = Min (3,33 ; 5MPa)

$\tau_u = \frac{Tu}{b*d} = \frac{30.54}{100*13} = 0.02 < 3.33$……condition vérifier

τu = 0.02KN/ cm² = 0.2 MPa < 3.3 MPa

Tableau.III.25 :Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier.

SECTION	T(KN)	τ(mpa)	$\bar{\tau}$(mpa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
100*15	30.54	0.02	1.16	c.v

Selon C.B.A 93 :

$\tau_u < \bar{\tau}$……$\frac{0.7fcj}{\gamma_b}$ $\tau_u = 1.16$

0,2MPA < 1,16 MPA ' Donc aucune d'armature transversale'

- Vérification de la flèche à l'ELS :

il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les inégalités sont vérifiées annexe b :

$M0 = Mser = \frac{Pser*l^2}{8}$=25.28

$\frac{h}{l}$=0.037≥ $\frac{21.48}{20*25.28}$=0.042 ……C.N.V

$\frac{A}{b*d}$=6.09*10^{-3}= 0.006 < $\frac{2}{FeE}$=0.005……C.N.V

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche.

Fadm=L/500=4.6/500=0.0092

Tableau.26:verification de la flèche

dalle			Solicitation a ELS			Armature principals		flèche		verification
b	H	L	Mag	Mt	Mad	AS1	AS2	F	Fadm	c.v
cm	cm	m	KN.m			Cm^2		mm		
100	15	4.6	12.64	21.48	17.56	7.92	/	6.30	9.2	

La Longueur de scellement doit être :

Ls = ∅×fe 4×τs .

Le CBA 93 limite

Ls= 40∅ Donc : LS=1,2×40= 48cm.

LS=0.8×40= 32cm.

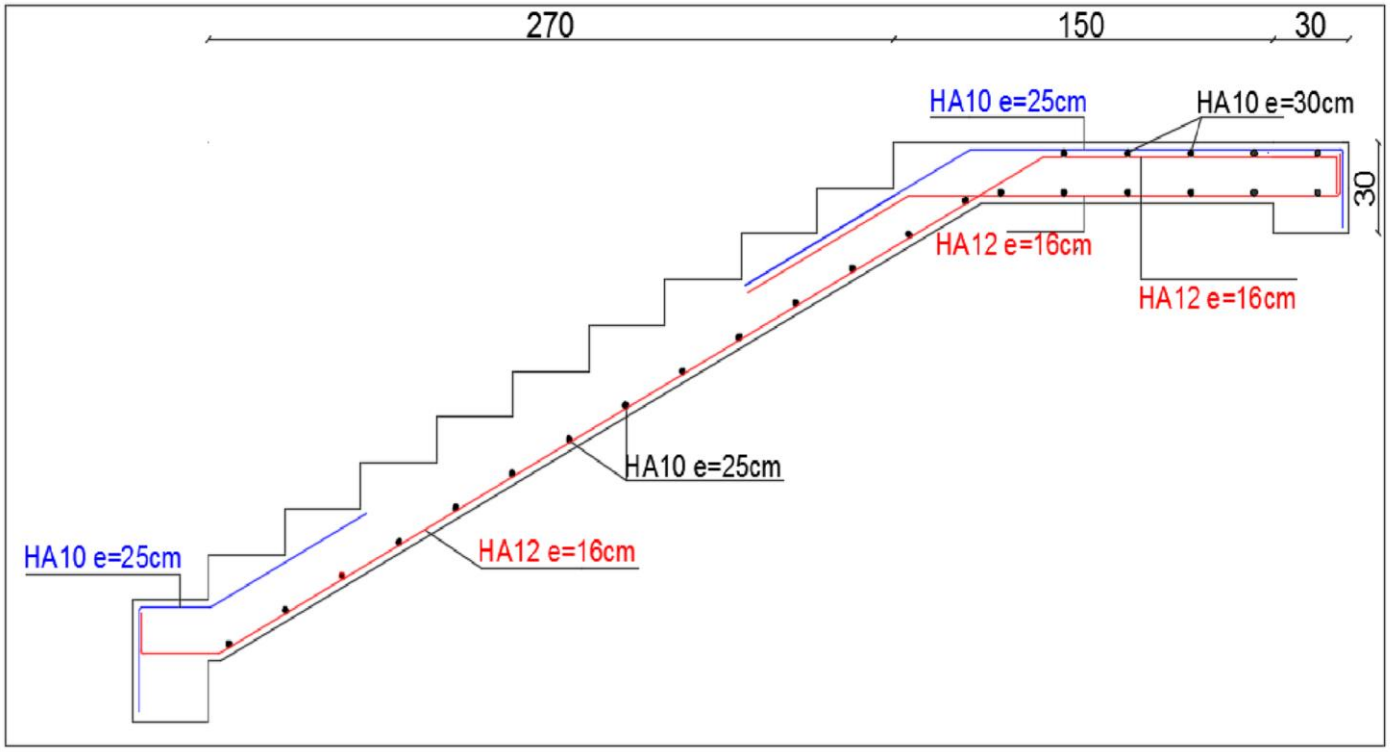


Figure III.13: ferraillage de l'escalier RDC

III.7.5.Poutre palière :

III.7.5.1.Pré-dimensionnement :

L = 2.6m

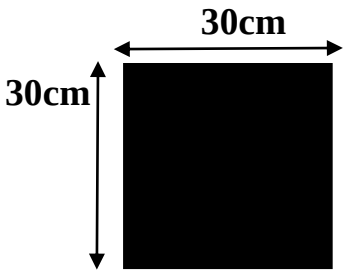
$$\begin{cases} \frac{l}{15} < h < \frac{l}{10} \ldots\ldots \\ \frac{260}{15} < h < \frac{260}{10} \ldots\ldots \\ 15 < h < 26 \ldots\ldots \end{cases} \longrightarrow$$

On prend h = 30cm.

$$\begin{cases} 0{,}3h \le b \le 0{,}4h \\ 0.3(30) \le b \le 0{,}4(30) \\ 7.5 \le b \le 10 \end{cases} \Longrightarrow$$ On prend b = 30cm.

- Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \ge 30cm. \\ b \ge 20cm. \\ \frac{h}{b} \le 4. \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} H=30 \ge 30 \\ B=30 \ge 30 \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{cases}$$ **…….. condition vérifier**



III.7.5.2.Évaluation des charges poutre de palier :

L'effort tranchant : Tu= 28.33KN

Ts = 20.40KN

Mur de façade G=2.76×1,5=4.14 kN/ml

Poids propre de poutre : G=0.3×0.3×25=2.25 KN /ml

G=4.14+2.25=6.39 KN/ml

III.7.5.3.Combinaisons des charges :

ELU : qu=Tu+1.35G=28.33+1.35*6.39= 36.95 KN/ml

ELS : q_s=Ts + G=20.40+6.39 =26.79 KN/m

ELU :

Les moments :

$$\begin{cases} M0=\frac{q*l^2}{8}= 31.22\ KN.m\ . \\ Mt= 0.85\ M0= 28.10\ KN.m\ . \\ Ma=-0.5\ M0= -11..24\ KN.m. \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$T=qeq.\ l/2 =48.03\ KN$$

ELS:

Les moment :

$$\begin{cases} M0=\frac{q*l^2}{8}= 22.63KN.M \\ Mt= 0.85\ M0= 20.37\ KN.M \\ Ma=-0.5\ M0= -8.15\ KN.M \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$T=q_{eq}.\ l/2 = 34.82KN$$

III.5.5.4.Ferraillage :

- Sur Travée :

ELU :

Schéma du ferraillage : le calcul est fats a la flexion simple avec :(b x h =30×30).

d=h-c. h=15 cm;

C=C'= 3cm;

d=27 cm.

$\mu = \frac{28.10*10^4}{30*27^2*142}$=0.09< μ_r = 0.379 ⟹ **A's =0**

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2*0.09}}{0.8}$=0.12

Z = d (1-0,4 α) = 27*(1-0,4*0,12) ⟹ **Z=25.70cm**

As = $\frac{Mt}{Z*fst}$=$\frac{28.10*10^4}{25.70*3480}$=3.14cm^2

As=3.14cm^2 ⟹ on adopt3HA12 (3HA12 = 3.39cm²)

- Vérification Condition de non fragilité :

On a: Amin=0,23*b*d (ft28/fe) Amin= 1.3cm², As ≥ Amin Condition vérifiée.

- Sur appui :

À ELU:

Schéma du ferraillage : le calcul est fats a la flexion simple avec :(b x h =30*30).

d=h-c,

h=30 cm,

C=C'= 3cm

d=27 cm.

$\mu = \frac{11.24*10^4}{30*27^2*142} = 0.04 < \mu_r = 0.379$ ⟹ **A's =0**

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2*0.04}}{0.8} = 0.051$

Z = d (1-0,4 α) = 27*(1-0,4*0,051) ⟹ **Z=26.44cm**

$As = \frac{Mt}{Z*fst} = \frac{11.24*10^4}{26.44*3480} = 1.22cm^2$

As=1.22cm² ⟹ on adopt3HA10 (3HA10) = 2.35cm²)

Vérification Condition de non fragilité :

On a:

Amin=0,23*b*d (ft28/fe) Amin= 1.3cm², As ≥ Amin …….Condition vérifiée.

III.7.5.5.Vérification de la section d'acier :

A L'ELS :

Le calcul se fait selon le règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable :

a) En travées :

Ms = 20.37 kn.m

As=3.39 cm²

- **La Position de l'axe neutre (y) :**

  bx²/2+15(As+A's)-15(A's *c'+As.d)=0 ⟹ 30x²/2 + 15*(3.39)x -15(3.39*(37)) =0

$15x^2 + 50.85x - 1372.95 = 0$

$\Delta = b2 - 4*a*c$

$x = 8.02cm$

- **Moment d'inertie (I) :**

$I = (bx^3/3) + 15As\,(d-x)^2 + 15A's(x-c')2$

$I = (30\times (8.02)\,3/3) + 15\times 3.39\,(27-8.02)^2$

$I = 2347.724\ cm^4$

III.7.5.6.Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{20.37*8.02*10^{-2}}{2347.727*10^{-8}} \qquad \sigma_{bc} = 69585.34\ KN/m^2$$

$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj}$-0.6*25*15

$\sigma_{bc} \leq 150000$……condition verifier

$\sigma_{st} = 202$MPA

$$бs = \frac{15*Ms*(d-x)}{I} = \frac{15*20.37*(27-8.02)}{2347.724} = 24.70 KN/cm^2$$

бs = 247 MPa < бst= 202 MPA……non vérifier

On adopt 3HA14 (3HA14) = 4.62 cm²)

X= 9.10 cm et I = 29740.123 cm^4

$$бs = \frac{15*Ms*(d-x)}{I} = \frac{15*20.37*(27-9.10)}{29740.123} = 18.39\ KN/cm^2$$

бs = 183.9 MPa < бst= 202 MPA ……vérifier

b) En appuis

Ms = 8.15 kn.m

As=3.39 cm^2

- **La Position de l'axe neutre (y) :**

$bx^2/2+15(As+A's)-15(A's*c'+As.d)=0$ ⟹ $30x^2/2 + 15*(3.39)x -15(3.39*(37)) = 0$

$15x^2 + 50.85x - 1372.95 = 0$

$\Delta = b2 - 4*a*c$

$x = 6.87cm$

- **Moment d'inertie (I) :**

$I = (bx^3/3) + 15As\,(d-x)^2 + 15A's(x-c')2$

I = (30× (8.02) 3 /3) + 15×3.39 (27-8.02)²
I= 17526.32 cm^4

III.5.5.6.Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{8.15*6.87*10^{-2}}{17526.32*10^{-8}}$ $\sigma_{bc} = 3194.65\ KN/m^2$

$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj}$-0.6*25*15

$\sigma_{bc} \leq 150000$……condition verifier

$\sigma_{st} = 202$MPA

Ϭs=$\frac{15*Ms*(d-x)}{I}=\frac{15*8.15*(27-6.87)}{17526.32}$=14.04 KN/$cm^2$

Ϭs = 140.4MPa < Ϭst= 202 MPA…….... vérifier

III.7.5.7.Vérification de l'effort tranchant :

T=Vu= 66.1 kn **τu** < **τu** lim τu = Tu/ bd = 48.03/ (30×27)10^{-2} = 592.96KN/m^2 ,

τu′ = min{2.5MPa , 4MPA} = (3330KN/$m2$,5000) KN/^{m2}) Fissuration préjudiciable

τ′u = 3330KN/m^2

Alors **τu** < **τ′u** ……..condition vérifie

Détermination des armatures transversales :

$\theta_t \leq \min(\frac{h}{35}; \theta_t; \frac{b}{10})$ =min{0.85;1,4;3}

θ_t =0.85 ➡ At=2.01cm^2

Espacement d'après le bAEL :

St1≤ min (0.9×d; 40 cm) = 33.3 cm

St2=$\frac{At.ft}{0.4*b}$=67cm

St = min (St1 ; St2) =33.3 cm

Espacement exigé par le RPA :

II En zone nodale :

St ≤ min (h/4 ,12 ϕ) = min (30/4 ; 12×1,4) = 7.5 cm

En zone courante :

St ≤ 30 / 2 = 30 / 2 = 15 cm Donc on adopte :

St = 7.5 cm ➡ En zone nodale.

St = 15cm ➡ En zone courante.

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Amin =0,5%.× $\boldsymbol{b} \times \boldsymbol{h}$ Amin=0,5%×30×30 =4.5cm2< 4.62 cm^2

- **Selon RPA99V2003 :**

Calcul de la quantité d'armatures transversale mini :

A_t= 0.003*s*b

Zone nodale:

A_t=0. 003× 7.5× 30 = 0 .675 cm^2 < 2.01 cm^2

Zone courante

A_t= 0.003×15×30 =1.35 cm^2< 2.01 cm^2

Pourcentage total max de l'acier long :

-4%en zone courante :

As1=4/100 × 30 × 30 = 36 CM^2

-6%en zone de recouvrement :

As2=MAX=6/100× 30 × 30 = 54 CM^2

Longueur de recouvrement :

L=40Ø = 1.4 × 40 = 56 cm

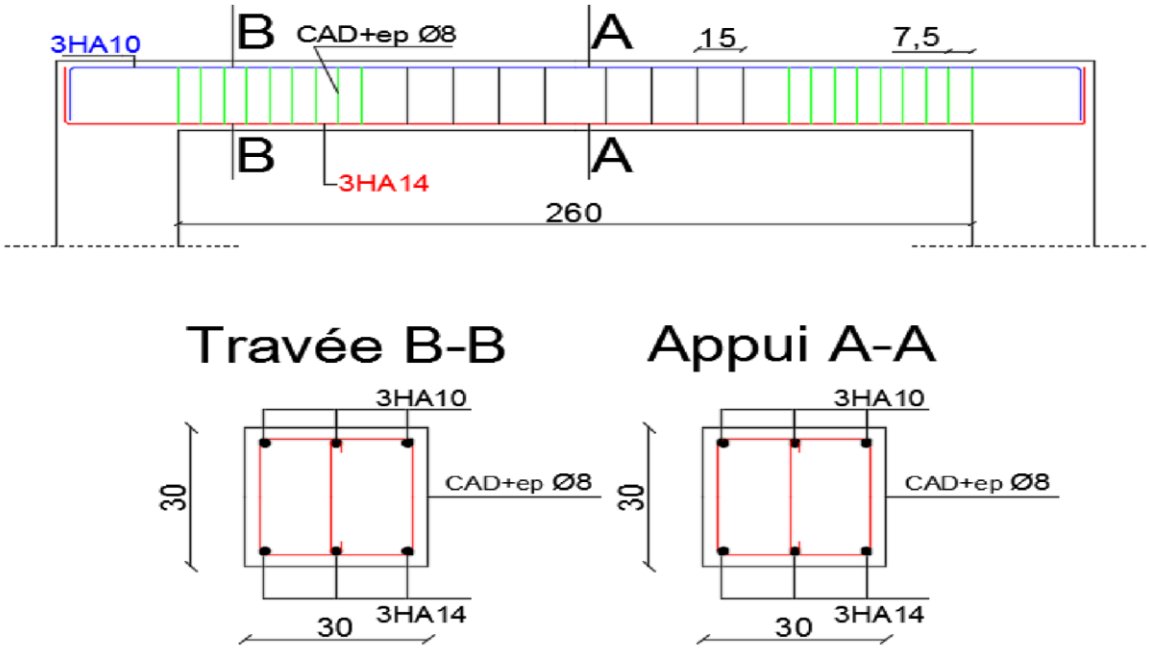
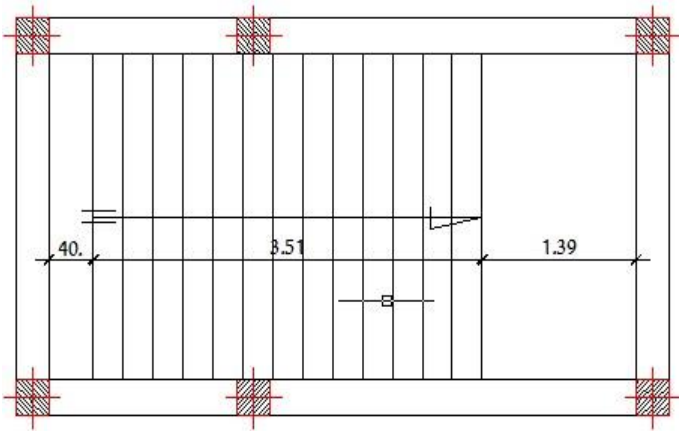


Figure III.14 :ferraillage de la poutre palière

III.7.6.Escalier sous-sol :



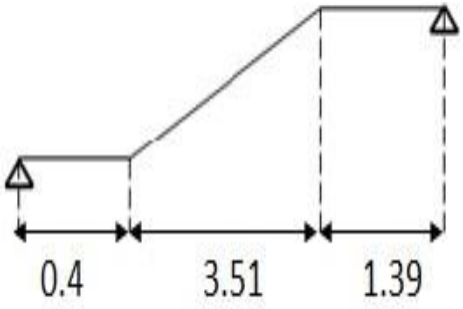


Figure III.15 : schéma d'escalier sous-sol

III-7-6-1-Détermination des sollicitations :

Tableau.27 : les charges d'escalier RDC

	G	Q	E.L.U	E.L.S
	KN/m^2	KN/m^2	1.35G+1.5Q	G+Q
PALIER	6.1	2.5	11.98	8.6
PAILLASSE	10	2.5	17.25	12.5

Tableau.28 : les moments et l'effort tranchent d'escalier RDC

sollicitation	M_T(KN.m)	M_A(KN.m)	T(KN)
ELU	51.66	30.38	43.49
ELS	37.34	21.97	31.44

III-7-6-2-Ferraillage :

Sur Travée :

ELU :

Tableau.III.29 : Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

Mmax		Acalculé		Achoisie		St	$\bar{S}t$	St≤$\bar{S}t$
traveé	appui	traveé	appui	traveé	appui	/	/	
43.39	30.38	8.77	5.02	8HA12	5HA12	15	33	C.V

Tableau.III.30 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	A(cm^2)	Amin(cm^2)	Amin≤ A
Traveé	9.09	2.05	c.v
appuis	5.65	2.05	c.v

Tableau.III.31 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	Ar	Achoisier	St	$\bar{S}t$	St≤$\bar{s}t$
traveé	2.26	3HA10	15	45	C.V
appuis	1.41	3HA10	15	45	C.V

III.7.6.3.Vérification d'ELS :

-Vérification d'ELS :

La fissuration est 'peu nuisible': $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Tableau.III.32 : Vérification des contraintes normales de l'escalier.

	A(cm^2)	Mser(KN.m)	σ_b(MPA)	$\bar{\sigma}_b$(MPA)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
travée	9.09	37.34	4.67	15	c.v
appuis	5.65	21.97	3.58	15	c.v

-Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}$

fc28 = 25MPa, γ_b = 1,5

$\bar{\tau}_u \leq$ = Min (0,2fcj / γ_b ; 5MPa) Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u \leq$ = Min (3,33 ; 5MPa)

$\tau_u = \frac{Tu}{b*d} = \frac{43.49}{100*18} = 0.024 < 3.33$……condition vérifier

τu = 0.024KN/ cm^2 = 0.241 MPa < 3.3 MPa

-Selon C.B.A 93 :

$\tau_u < \bar{\tau}$……$\frac{0.7fcj}{\gamma_b}$ ⟹ $\tau_u = 1.16$

0,241MPA < 1,16 MPA ' Donc aucune d'armature transversale'

Selon CBA 93 [art A6.1.2.2] :

La Longueur de scellement doit être

Ls = ∅×fe/ 4×τs

Le CBA 93 limite

Ls= 40∅ Donc :

LS=1,2×40= 48cm. LS=1×40= 40cm.

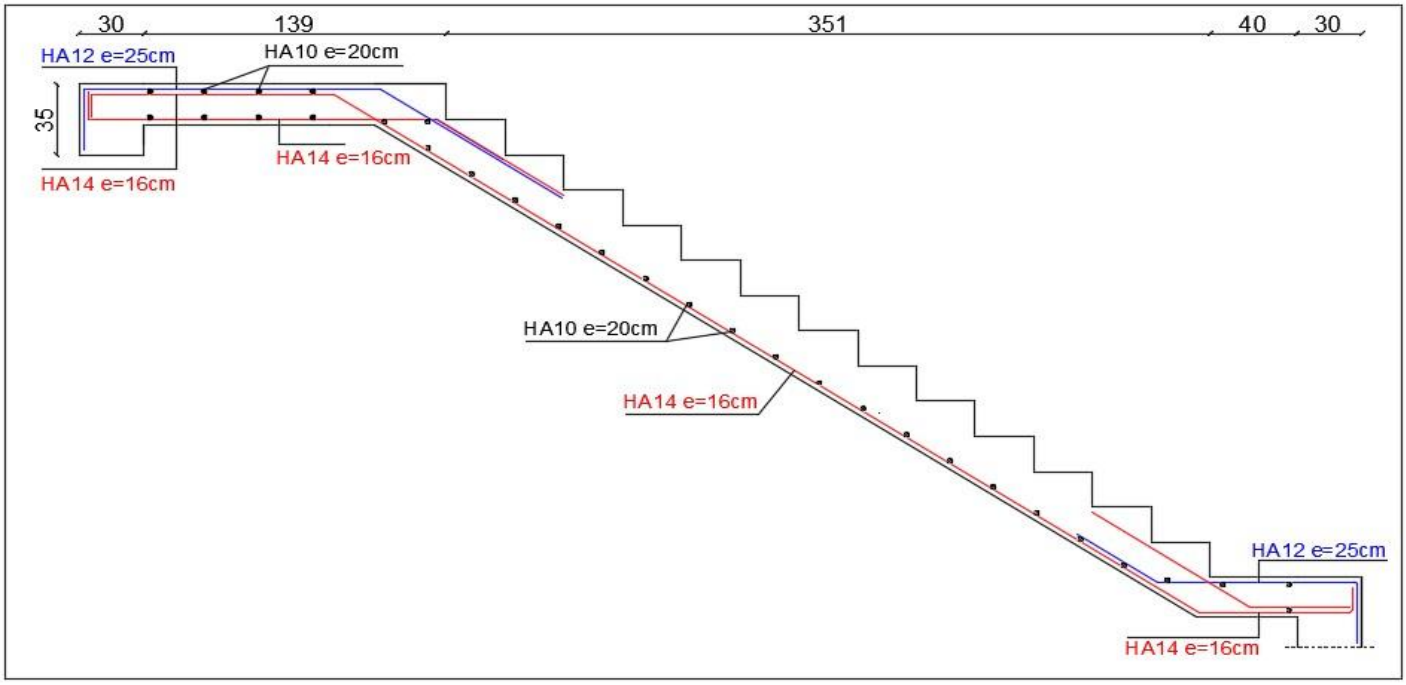


Figure III.16:ferraillage de l'escalier (sous-sol).

III.8.Balcon (dalle pleine) :

Plancher dalle pleine La dalle pleine sera calculée comme une dalle encastrée en deux côtés :

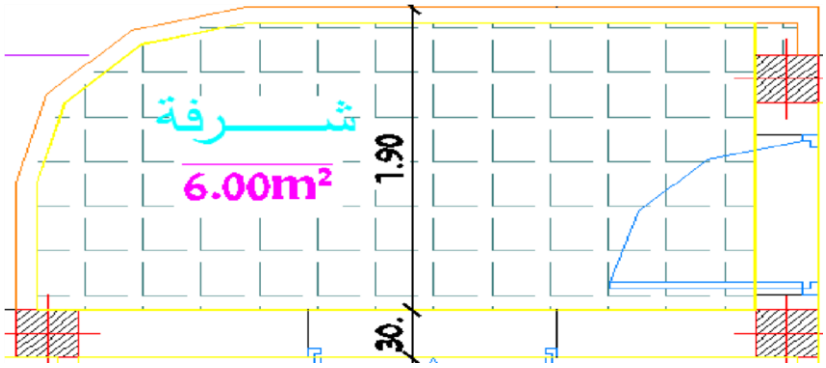


Figure III.17:Balcon.

III.8.1.Évaluation des charges :

G= 6,89 KN/m^2

Q=3,50 KN/m²

III.8.1.1.Combinaisons des charges :

ELU:

q_u=1.35 (6,89)+1.5(3,5)=14,55KN/m²

ELS:

q_s=6,89+3,5 =10,39 KN/m²

ρ=lx/ly=1,9/3.55=0,53

Les valeurs des coefficients µx et µy sont données en fonction du rapport ρ = Lx/Ly et du coefficient de poisson v.

III.8.1.2.Calcul des moments et l'effort tranchant:

- **ELU :**

Moment sur travée :

$\mu_x = 0.1036$ $\mu_y = 0.25$

Tableau III.33. Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

G	Q	Pu=1.35G+1.5Q	Pser=G+Q
6.89	3.5	14.55	10.39

Tableau III.34. Sollicitation des calculs à L'ELU.

Sens x			Sens y		
Mtx	4.11	KN.m	**Mty**	1.028	**KN.m**
Max	2.42	KN.m	**May**	0.60	**KN.m**

Tmax = μ ×qu×lx×ly= 0,1896 × 14,55 ×1.9×3.55= 17.85 KN

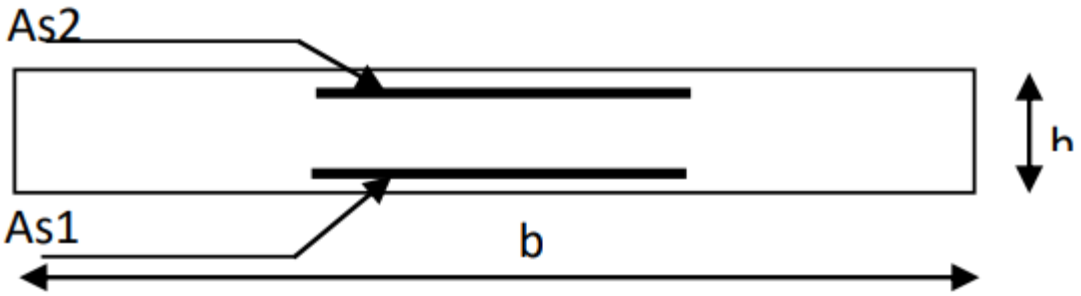
$\mu_x = 0.1063$ $\mu_y = 0.3234$

Tableau III.35. Sollicitation des calculs à L'ELS.

Sens x			Sens y		
Mtx	3.06	KN.m	**Mty**	**1.20**	**KN.m**
Max	1.8	KN.m	**May**	**0.71**	**KN.m**

AVEC :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_x^u \\ M_x^a = 0.5 * M_x^u \\ M_y^t = 0.85 * M_y^u \\ M_y^a = 0.5 * M_y^u \end{cases} \qquad \begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_X^S \\ M_x^t = 0.5 * M_X^S \\ M_x^t = 0.85 * M_Y^S \\ M_x^t = 0.5 * M_Y^S \end{cases}$$



III.8.2. Calcul de ferraillage

à l'ELU

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et de 15cm D'epaisseur avec une fissuration préjudiciable.

EFFORTS TRANCHANTS:

μ=0,1896
Tmax = 18.33 KN

III.8.2.1.Ferraillage a ELU :

le calcul est faits à la flexion simple avec :(b x h =100×15).

H=15 cm et d=12 cm

Tableau III.36 : ferraillage de balcon

ELU					
Moment (KN.m)	**As (cm²)**	**Condition de non fragilité (cm²)**	**choix**	**Section adopter(cm²)**	**Escapement (cm)**
Mty = 1.028	0.29	1,45	5HA10	3.9	20
May = 0.60	0.14	1,45	5HA10	3.9	20
Mtx = 4.11	1.10	1,45	5HA8	2.5	20
Max = 2.42	0.58	1,45	5HA8	2.5	20

III.8.3.1.Vérification de la contrainte :

Détermination de l'axe neutre :

$\frac{bx^2}{2}$+15(A+A')x-15(A'.C'+A.d)=0

$\frac{bx^2}{2}$-15As(d-x)=0

As=1.5cm²

$50x^2$+58.8x-702=0

$\Delta = b^2 - 4(a)(c)$.

X=3.2 cm.

I=$\frac{bx^3}{3}$+15.A(d-x)²=0

I = 100.3,2^3/ 3 +15. 1.5. (12-3.2.)²=

I= 2834.66 $cm4$.

Mser = 1.8KN.m

σ_{bc} = 180∗3.2/ 2834.66 = 0,20 KN/cm² = 2.03MPA.

$\bar{\sigma_{bc}}$=0,6.$fc28$=0,6*25= 15 MPA.

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma_{bc}}$ Donc vérifier.

σs ≤ σ st = min (2/3 fe ; 110$\sqrt{\eta * f_{c28}}$) MPa. Fissuration préjudiciable

σ st= 202 MPA

σs = 15∗Ms∗($d-x$)/ I = 15∗180 ∗(12−3.2)/ 2834.66=8.38KN/cm²=83.8 MPA

III-8-4-Vérifications de cisaillement :

On doit vérifier que : τ ≤τ u , tel que : $fc28$ = 25MPA. γb=1,5

$\bar{\tau_u}$ ≤ = Min (0,15fcj /γb ; 4MPa) fissuration préjudiciable

$\bar{\tau_u}$≤ = Min (2,5 ; 4MPa)

$\tau_\mu = \frac{v}{b*d}$=$\frac{18.33}{100*12}$=0.15275KN/cm^2=0.15275MPA< 2.5MPA…..verifier

Selon C.B.A 93 :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07*fc28}{\gamma_b}$=$\frac{0.07*25}{1.5}$=1.16MPA

0,0558 MPA < 1,16 MPA ‘ Donc aucune d’armature transversale

III.8.5 Vérification de la flèche à L'ELS :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les inégalités sont vérifiées:

$\frac{h}{l_x} \geq \frac{15}{125} = 0.12 \geq \frac{MT}{20*M0} = 0.05$……vérifier

$\frac{Ax}{b*dx} \geq \frac{3.52}{100*12.5} = 0.002 \leq 2/FeE = 0.005$…….....vérifier

$\frac{Ay}{b*dy} \geq \frac{3.52}{100*11.17} = 0.003 \leq 0.005$……. vérifier d'après CBA [calcule des flèche].

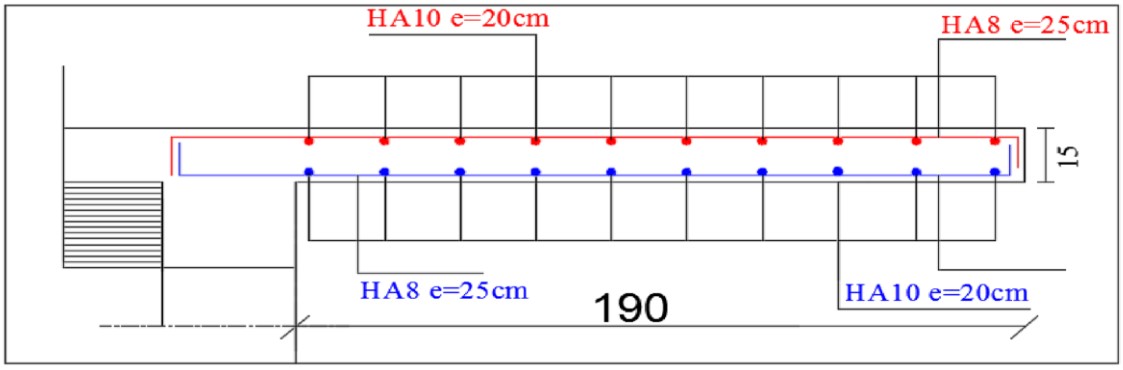


Figure III.18:ferraillage de balcon.

Chapitre IV

Etude Dynamique

IV.1 Introduction :

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

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2 Caractéristiques géométriques de la structure

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer au préalable à fin d'équilibrer la structure sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

Ces deux centres doivent être proches l'un de l'autre afin d'éviter la rotation lorsque la structure est soumise au séisme et cela afin de permettent un libre déplacement dans les deux sens.

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 : $\begin{cases} XG = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases}$.

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.

Tableau IV.1: Calcule de centre de masse.

ETAGE	$\sum w$	$\sum w_i * x_i$	$\sum w_i * y_i$	X_G	Y_G
5eme	22773.17	211779.8	281350.4	10.89	13.09
4eme	22773.17	211779.8	281350.4	10.89	13.09
3eme	22773.17	211779.8	281350.4	10.89	13.09
2eme	22773.17	211779.8	281350.4	10.89	13.09
1ere	22886.01	252432.69	321718.89	11.03	13.25
RDC	22886.01	252432.69	321718.89	11.03	13.25

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.

- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes:

$$\begin{cases} X_T = \dfrac{\sum I_{Yi} * X_i}{\sum I_{Yi}} \\ Y_T = \dfrac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Avec :

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

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

- XT, YT : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_{X=}\frac{bh^3}{12}$;$I_Y=\frac{hb^3}{12}$
  - pour les voiles:$I_X=\frac{Le^3}{12}$;$I_Y=\frac{eL^3}{12}$

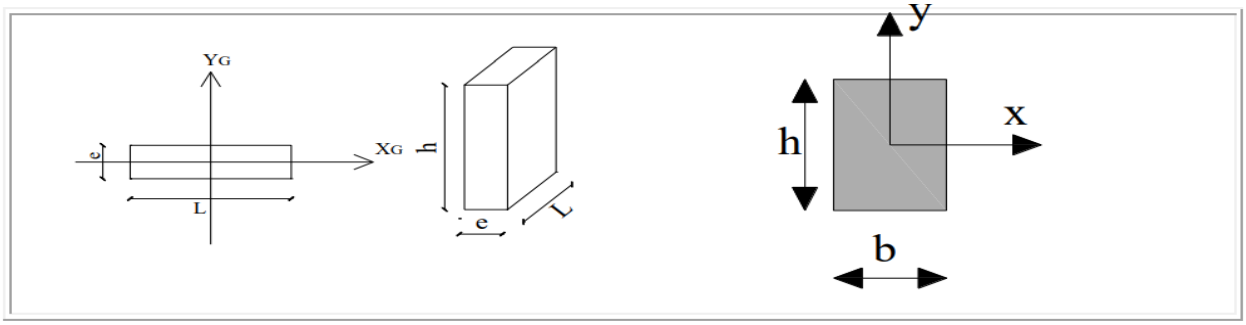


Figure IV .1 : dimension des voiles et poteaux

Tableau IV.2: Calcule de centre de torsion

étage	$\sum IX$	$\sum IY$	$\sum IY * X$	$\sum IX * Y$	XT	YT
5	0.055023	0.055023	0.56386	0.673155	10.24	12.23
4	0.055023	0.055023	0.56386	0.673155	10.24	12.23
3	0.055023	0.055023	0.56386	0.673155	10.24	12.23
2	0.055023	0.055023	0.56386	0.673155	10.24	12.23
1	0.09386667	0.09386667	0.98474667	1.19872	10.49	12.77
rdc	0.09386667	0.09386667	0.98474667	1.19872	10.49	12.77

IV.2.3 Excentricité :

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

- Dimensions du bâtiment:
  - Longueur du bâtiment =25 m.
  - Largeur du bâtiment =18.8 m.
  - Hauteur de RDC =3 m.
  - Hauteur d'étage =3 m.

A. Excentricité théorique (statique):

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

$$e_x = |XT - XG| \ .$$

$$e_Y = |YT - YG| \ .$$

Tableau IV .3: Calcule d'excentricité

ETAGE	XG	XT	EX_{THEO}	YG	YT	EY_{THEO}
5	10.89	10.24	0.65	13.09	12.23	0.86
4	10.89	10.24	0.65	13.09	12.23	0.86
3	10.89	10.24	0.65	13.09	12.23	0.86
2	10.89	10.24	0.65	13.09	12.23	0.86
1	11.03	10.49	0.54	13.25	12.77	0.48
RDC	11.03	10.49	0.54	13.25	12.77	0.48

B. Excentricité accidentelle: [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7] :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'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 :

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.\ Lx \\ Ey = 0{,}05.\ Ly \end{cases}$$

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

Tableau IV.4 : Calcule d'excentricité

Niveau	Lx	Ly	Ex_{ACC}	Ey_{ACC}
18	18.8	25	0.94	1.25
15	18.8	25	0.94	1.25
12	18.8	25	0.94	1.25
9	18.8	25	0.94	1.25
6	18.8	25	0.94	1.25
3	18.8	25	0.94	1.25

C. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

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

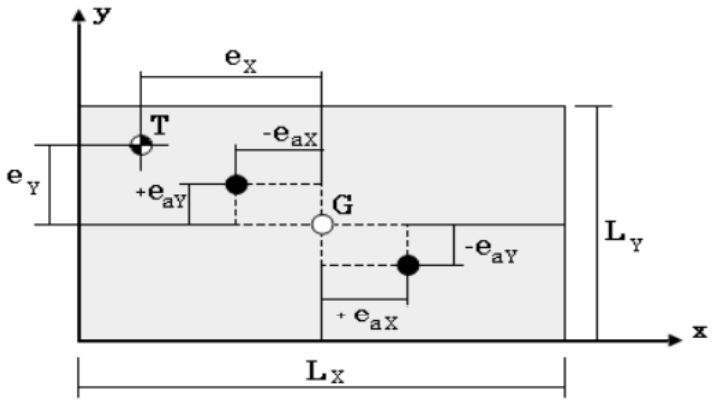


Figure IV.2 : Position de centre masse

Tableau IV.5 : Calcule d'excentricité totale

	Direction x			**Direction y**		
niveau	**EX** $_{Theo}$	**EX** $_{ACC}$	**EX**$_{THEO}$**+EX**	**EY** $_{Theo}$	**EY** $_{ACC}$	**EY**$_{THEO}$**+EY**
18	0.65	0.94	1.59	0.86	1.25	2.11
15	0.65	0.94	1.59	0.86	1.25	2.11
12	0.65	0.94	1.59	0.86	1.25	2.11
9	0.65	0.94	1.59	0.86	1.25	2.11
6	0.54	0.94	1.48	0.48	1.25	1.73
3	0.54	0.94	1.48	0.48	1.25	1.73

IV.3 Disposition des voiles :

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique-voiles)., de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre.

Tout cela complique le choix du positionnement des voiles qui doit satisfaire un certain nombre de conditions :

Disposer les voiles d'une façon symétrique à égales distances par rapport aux axes de symétries dans les deux directions ;

- Minimiser le bras de levier entre le Centre de Masse et le Centre de rigidité.
- Assurer la continuité des voiles verticalement.
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles.
- Respect du nombre d'ouvertures par voile.
- Assurer une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

Les propositions des dispositions des voiles de contreventement : Apres avoir fait plusieurs dispositions des voiles, nous retenons les dispositions ci-après : 1ére disposition (voile de contreventement)

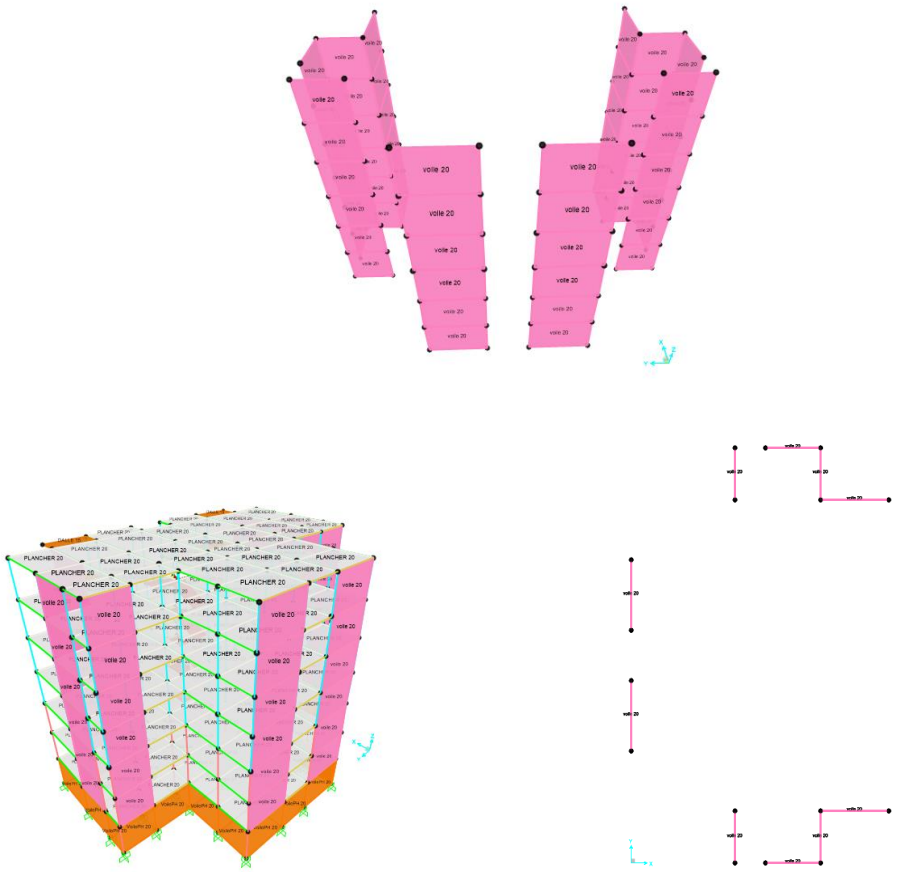


Figure IV.3: Disposition 1

Tableau IV.6 : Les modes Disposition 1.

Modes	Mode 1/T1=0.4181	Mode 2/T2=0.3641	Mode 3/T3=0.2549
Suivant x	22.98%	40.57%	3.32%
Suivant y	40.32%	24.75%	3.95%
Autour de l'axe z	3.10%	0.29%	64.64%

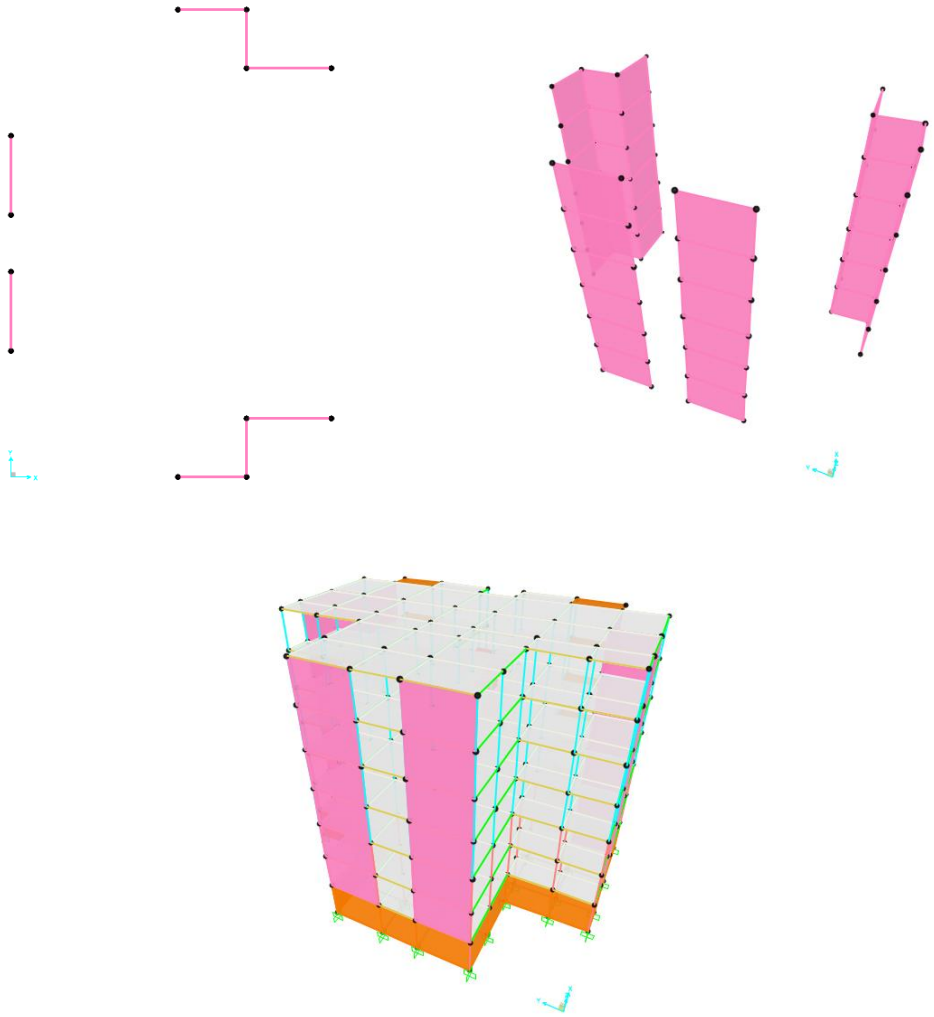


Figure IV.4: Disposition 2

Tableau IV.7 : Les modes Disposition 2

Modes	Mode 1/T1=0.4358	Mode 2/T2=0.3775	Mode 3/T3=0.2627
Suivant x	13.12%	51.96%	1.33%
Suivant y	49.10%	13.68%	3.74%
Autour de l'axe z	3.71%	0.02%	63.87%

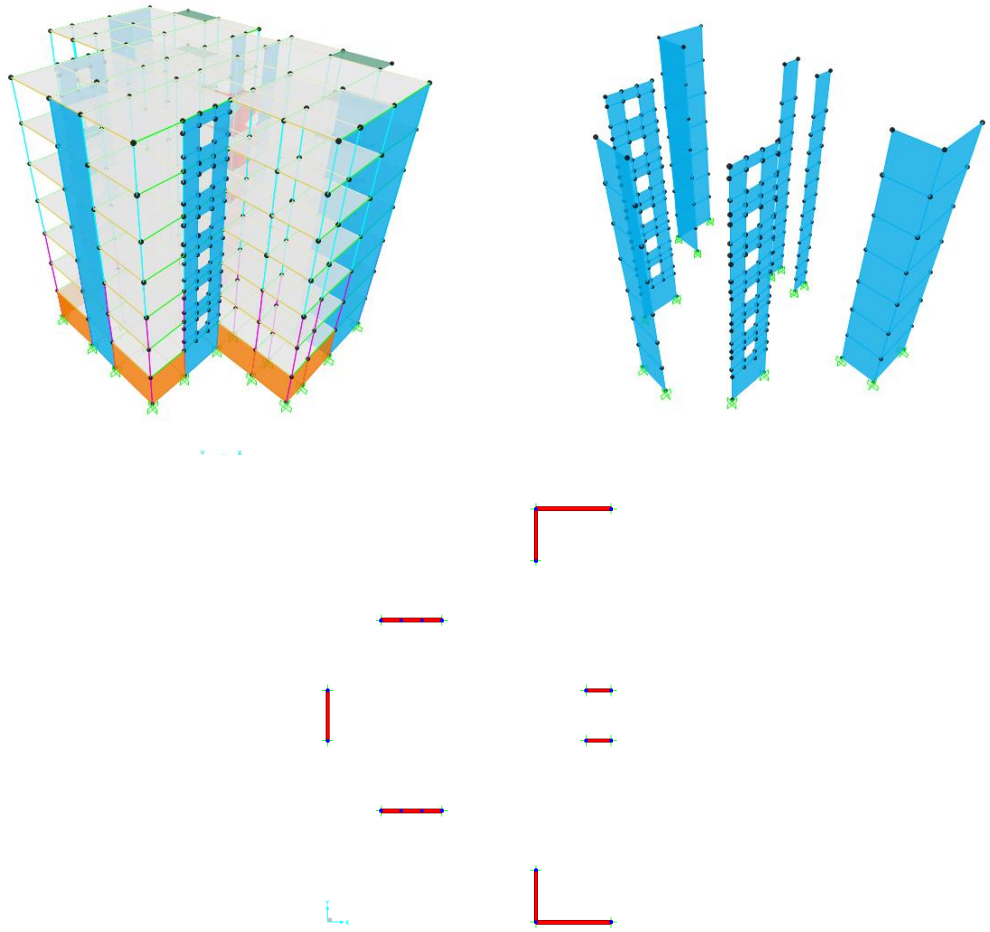


Figure IV.5 : Disposition final

Tableau IV.8 : Les modes Disposition final.

Modes	Mode 1/T1=0.61398	Mode 2/T2=0.3549	Mode 3/T3=0.3331
Suivant x	0%	58.108%	5%
Suivant y	63.886%	0%	5%
Autour de l'axe z	0.001%	4.653	62%

Remarque :

Après plusieurs dispositions des voiles on adopte pour cette disposition et la disposition finale.

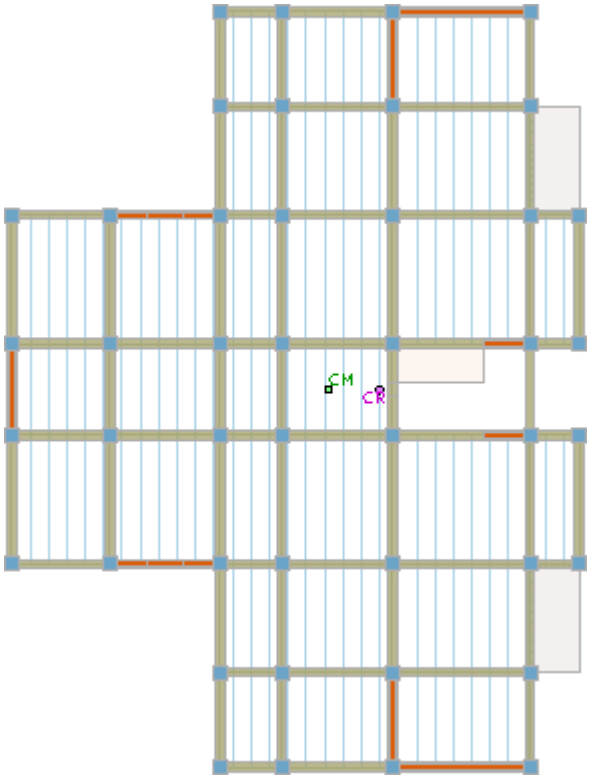


Figure IV.6 : position de centre de masse et centre de rigidité.

- Vérification de l'excentricité › RPA version 2003 [Art 3.5.1-a] :

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

- Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 18.50 m

Largeur du bâtiment = 24.70 m

- Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 2.78 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 3.71 m

Tableau IV.9 : Centre de Masse & Centre de Rigidité.

Niveaux		Poids et centre de Masse			Rigidités et centre de Rigidité			
Diaphragme	**Niveau**	**Poids**	**XG**	**YG**	**∑ kx (N/m)**	**∑ ky (N/m)**	**XR**	**YR**
G_ DIAPH_	3.00	4977.189	9.960	12.350	1.369E+005	7.496E+004	7.896	12.329
F_ DIAPH_	6.00	4624.701	10.320	12.350	1.369E+005	7.496E+004	11.996	12.335
E_ DIAPH_	9.00	4561.871	10.320	12.350	1.369E+005	7.496E+004	12.485	12.337
D_ DIAPH_	12.00	4499.458	10.319	12.350	1.369E+005	7.496E+004	12.628	12.337
C_ DIAPH_	15.00	4499.458	10.319	12.350	1.369E+005	7.496E+004	12.693	12.338
B_ DIAPH_	18.00	4499.368	10.334	12.353	1.369E+005	7.496E+004	12.725	12.339
A_ DIAPH_	21.00	3701.759	10.420	12.350	1.369E+005	7.496E+004	12.733	12.340

Excentricité théorique:

Tableau IV.10 : l'excentricité théorique.

Excentricité théorique				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	
G_ DIAPH_ 3.00	3.00	2.064	0.021	✔
F_ DIAPH_ 6.00	6.00	1.676	0.015	✔
E_ DIAPH_ 9.00	9.00	2.165	0.013	✔
D_ DIAPH_ 12.00	12.00	2.309	0.013	✔
C_ DIAPH_ 15.00	15.00	2.374	0.012	✔
B_ DIAPH_ 18.00	18.00	2.391	0.014	✔
A_ DIAPH_ 21.00	21.00	2.313	0.010	✔

IV.4 Calcul dynamique du bâtiment:

IV.4.1 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

IV-4-2-La méthode statique équivalente :

Définition :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Modélisation :

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV-4-3-La méthode d'analyse modale spectrale :

Définition :

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.

Modélisation : modèle tridimensionnel, encastré à la base.

IV-4-4-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes. :

Définition :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV-5-Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de ANNABA donc en zone IIA. Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2. Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site (S2).

IV-6-Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a les conditions complémentaires suivantes :

- Zone II : Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m

V-7-Conditions d'application de la méthode analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

Donc nous avons utilisé la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale), on utilisant le logiciel de calcul des structures **sap2000v24**

Spectre de réponse de calcul

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

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

a) Coefficient d'accélération A :

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone IIA, groupe d'usage 2) A = 0,15

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}}=0.88 \quad \text{car} \quad \varepsilon = 7\%.$$

C) Coefficient de comportement R :

Le choix de Coefficient de comportement R

Tableau IV. 11. Coefficient de comportement.

Description du système de contreventement	Valeur de R
Mixte portique /voile avec interaction	3.5

Justification du coefficient de comportement R › RPA version 2003 [Art 3.5] :

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

Sens X:

Tableau IV. 12 : Justification du coefficient de comportement R Sens X.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	**Poids Nz**	**Nz / Portiques**	**Nz / Voiles**	**Ti x**	**Tx / Portiques**	**Tx / Voiles**
A_ DIAPH_	4012.057	3108.677	903.380	764.142	0.000	764.142
B_ DIAPH_	8661.146	6669.259	1991.887	1241.802	0.000	1241.802
C_ DIAPH_ 15.00	13269.840	10207.582	3062.258	1719.819	0.000	1719.819
D_ DIAPH_	17874.429	13829.304	4045.125	2096.823	0.000	2096.823
E_ DIAPH_ 9.00	22800.342	18050.243	4750.099	2407.039	0.000	2407.039
F_ DIAPH_ 6.00	27595.824	21890.326	5705.498	2653.856	0.000	2653.856
G_ DIAPH_ 3.00	30630.229	21871.048	8759.181	2844.393	0.000	2844.393

Tableau IV. 13 : Valeurs en pourcentage:

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	**Poids Nz**	**Nz / Portiques**	**Nz / Voiles**	**Ti x**	**Tx / Portiques**	**Tx / Voiles**
A_ DIAPH_	100	77.483	22.517	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_	100	77.002	22.998	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_ 15.00	100	76.923	23.077	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_	100	77.369	22.631	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_ 9.00	100	79.167	20.833	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_ 6.00	100	79.325	20.675	100	0.000	100.000
G_ DIAPH_ 3.00	100	71.403	28.597	100	0.000	100.000

Sens Y:

Tableau IV. 14: Justification du coefficient de comportement R Sens Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	**Poids Nz**	**Nz / Portiques**	**Nz / Voiles**	**Ti y**	**Ty / Portiques**	**Ty / Voiles**
A_ DIAPH_	3589.757	3108.677	481.080	658.364	0.000	658.364
B_ DIAPH_	7639.957	6669.259	970.698	980.459	0.000	980.459
C_ DIAPH_ 15.00	11686.191	10207.582	1478.609	1410.497	0.000	1410.497
D_ DIAPH_	15815.003	13829.304	1985.699	1811.426	0.000	1811.426
E_ DIAPH_ 9.00	20367.829	18050.243	2317.586	2167.407	0.000	2167.407
F_ DIAPH_ 6.00	24662.794	21890.326	2772.468	2475.548	0.000	2475.548
G_ DIAPH_ 3.00	27444.815	21871.048	5573.767	2797.970	0.000	2797.970

Tableau IV. 15 : Valeurs en pourcentage.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	**Poids Nz**	**Nz / Portiques**	**Nz / Voiles**	**Ti y**	**Ty / Portiques**	**Ty / Voiles**
A_ DIAPH_	100	86.599	13.401	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_	100	87.294	12.706	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_ 15.00	100	87.347	12.653	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_	100	87.444	12.556	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_ 9.00	100	88.621	11.379	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_ 6.00	100	88.758	11.242	100	0.000	100.000
G_ DIAPH_ 3.00	100	79.691	20.309	100	0.000	100.000

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

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

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_Q.$$

Tableau IV. 16. coefficient de comportement global de la structure.

	Suivant x		Suivant y	
Critére q	observé	Non observé	observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	X		X	
Redondance en plan	X		X	
Régularité en plan		X		X
Régularité en élévation	X		X	
Contrôle de la qualité des matériaux		X		X
Contrôle de la qualité de l'exécution		X		X
$\sum$	1.20		1.20	

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

Tableau IV. 17 :période fondamentale suivant les deux direction.

formule	**Tx**	**Valeur (s)**	**Ty**	**Valeur (s)**
4.6	$Tx=c_t*h_n^{\frac{3}{4}}$	0.56	$Tx=c_t*h_n^{\frac{3}{4}}$	0.56
4.7	$Tx=0.09\frac{h_n}{\sqrt{Lx}}$	0.52	$Tx=0.09\frac{h_n}{\sqrt{Lx}}$	0.45
		Tx=0.52		**Ty=0.45**

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- **Analyse modal**

-Vérification de comportement modal pour les trois premiers modes

- Vérification de participation massique

- **Analyse statique et dynamique**

  - Vérification de la force dynamique Ed a la base (coefficient R)

  - Vérification de la stabilité au renversement

  - Vérification de déplacement en tête

  - Vérification de d déplacements inter-étage

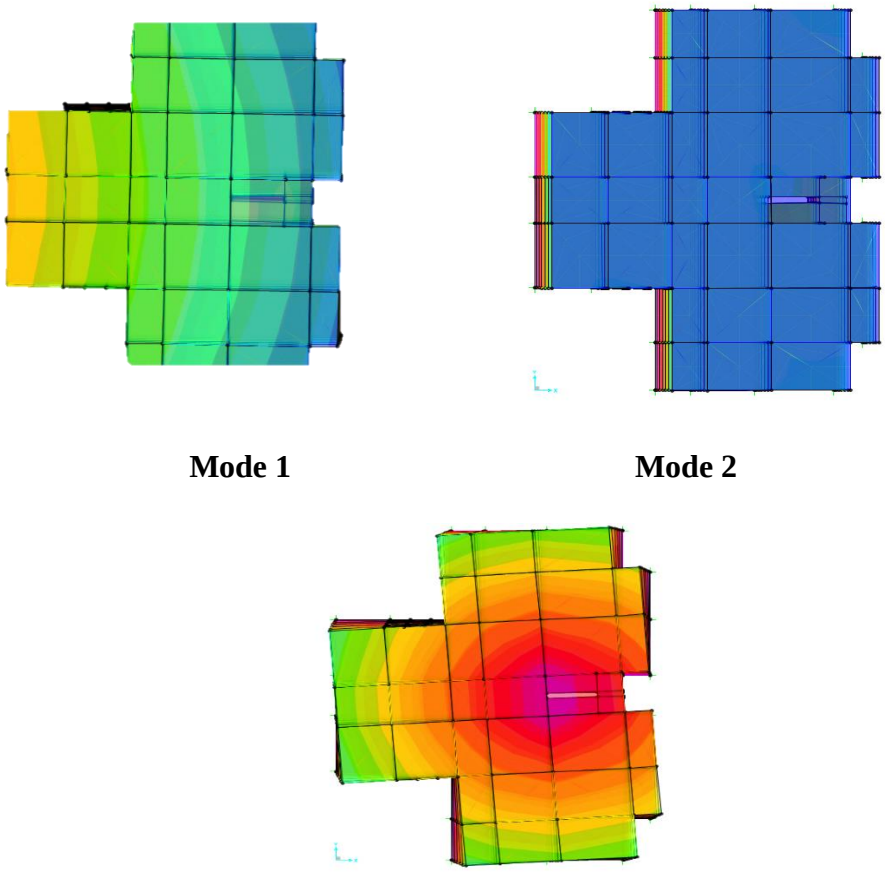
  - Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

- **Résistance**

  - Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement

  - Vérification des contraintes normales de compression

IV.4.1. Vérification de comportement modal :



Mode 1 **Mode 2**

Mode3

Figure IV.7: Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV .18: Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation selon y	Translation selon x	Rotation autour l'axe 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 RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

- Les coefficients " αi " et les périodes sont portés dans le tableau suivant:

Tableau IV.19: Coefficient de participation

Mode	**PERIODE**	**Cumul des masses Modales effectives %**		
		SUM UX	**SUM UY**	**SUM RZ**
1	0.613	0	58.108	5.015
43	0.043	90.031	87.73	82.508
47	0.039	90.058	90.609	82.93
76	0.024	94.002	96.026	90.209

- Le temps total des modes retenus : 4.6857.
- Le mode retenu : 76 mode.

IV.4.3Vérification de la force dynamique Ed a la base (coefficient R) :

$$\frac{Ed_x}{V_x} \geq 0.80.$$

$Vx=\frac{A*D_x*Q_x}{R}*W$ car $w=G+\beta Q$

$$\frac{Ed_y}{V_y} \geq 0.80.$$

$Vy=\frac{A*D_y*Q_y}{R}*W$

Avec : β=0.2 $[RPA: Tab.4.5]$.

Tableau IV .20: calcul des charges sismique.

	A	D	Q	R	W	V
Sans x	0.15	2.148	1.20	3.5	31363.803	3544.110
Sans y	0.15	2.205	1.20	3.5	31363.803	3544.110

Tableau IV.21 : la force dynamique.

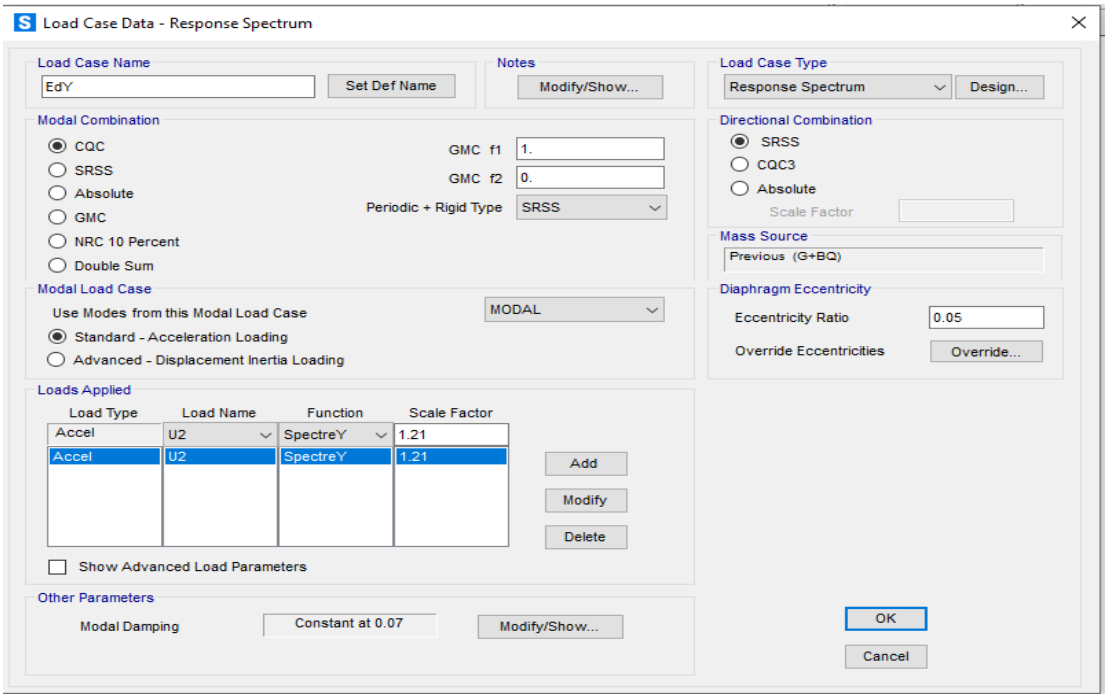
TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EdX	LinRespSpec	Max	2898.562	17.315	55.572	757.5356	43493.0266	40544.5248
EdY	LinRespSpec	Max	20.952	2842.723	7.345	42265.8544	207.1137	40024.1507
G+bQ	Combination		-510.92	1.409E-10	34124.305	421435.1665	-351255.21	6309.8558

$\frac{Ed_x}{V_x} \geq 0.80.$ $\frac{2898.562}{3544.110}$=0.817 **vérifié**

$\frac{Ed_y}{V_y} \geq 0.80.$ $\frac{2842.723}{3544.110}$ =0.802 **vérifié**

-Le scale factor dans EDy=1.21 pour vérifier la condition d'après sap 2000v24.1



IV.4.4 Vérification de la stabilité au renversement

a) Moment de stabilité :

$$\begin{cases} Msx = w * Yg \\ Msy = w * Xg \end{cases}$$

M_{sx}=421435.1665

M_{sy}=351255.21

b) Moment de renversement :

M_{rx}=42265.8544

M_{ry}=43493.0266

D'après le RPA99 $\frac{Msx}{Mrx} \geq 1.50$ et $\frac{Msy}{Mry} \geq 1.50$

Tableau IV.22 : Moment de Renversement.

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EdX	LinRespSpec	Max	2898.562	17.315	55.572	757.5356	43493.0266	40544.5248
EdY	LinRespSpec	Max	20.952	2842.723	7.345	42265.8544	207.1137	40024.1507
G+0.2Q	Combination		-510.92	1.409E-10	34124.305	421435.1665	-351255.21	6309.8558

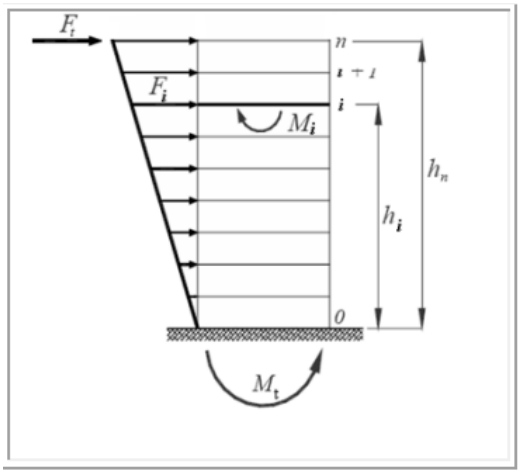


Figure IV. 8: Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

$$\begin{cases} \frac{Msx}{Msx} = 9.97. \\ \frac{Msy}{Msy} = 8.08. \end{cases}$$

Conditions vérifié

La condition est vérifier ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions

IV.4.5 Vérification de déplacement en tête :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$\boldsymbol{\delta_{réél} = R * \delta_{theorique}}$ [RPA: Art 4.4.3].

- δ: Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R: coefficient de comportment.

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser :

$$\boldsymbol{\delta_{adm}=\frac{H}{250}}$$

- H : la hauteur total de la structure

$$\boldsymbol{\delta_{adm}=\frac{2100}{250}=8.40cm}$$

Tableau IV.23 : vérification déplacement

	$\boldsymbol{\delta_{theorique(max)}}$	R	$\boldsymbol{\delta}$(cm)	Vérification
Sans x	**0.831**	**3.5**	**2.9**	**c.v**
Sans y	**2.29**	**3.5**	**8.01**	**c.v**

IV.4.4 calcule des joints sismiques :

Un joint sismique est l'espace laissé libre entre deux bâtiments ou deux parties d'un même bâtiment afin de dissocier complètement le comportement sismique des structures ainsi séparées.

$$\boldsymbol{d = \delta_{1.5} + 15cm + \delta_{2.5}}$$

D=80.1+15+80.1=175.2

Alors un joint de 20cm sépare les deux bâtiments pour la sécurité en cas d'un séisme.

IV.4.5 Vérification de déplacements inter-étage :

$$\Delta_r = (\delta_i - \delta_{i-1}) * R \leq \frac{H_e}{100}$$

$$\varepsilon_r = 0.7 * \frac{\Delta_r}{H_e}‰ \leq \bar{\varepsilon} = 3.5‰$$

- **Sens x**

Tableau IV.24: les déplacement horizontaux a chaque niveau x-x.

niveau(m)	h etage (m)	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-etage(cm)	δ adm(cm)	verification	ε	lεl	verification
21	3	0.82755	2.896425	0.5392345	3	vérifier	1.797448	3.5	vérifier
18	3	0.673483	2.357191	0.5491115	3	vérifier	1.830372	3.5	vérifier
15	3	0.516594	1.808079	0.5406345	3	vérifier	1.802115	3.5	vérifier
12	3	0.362127	1.267445	0.498596	3	vérifier	1.661987	3.5	vérifier
9	3	0.219671	0.768849	0.4187575	3	vérifier	1.395858	3.5	vérifier
6	3	0.100026	0.350091	0.289772	3	vérifier	0.965907	3.5	vérifier
3	3	0.017234	0.060319	0.060319	3	vérifier	0.201063	3.5	vérifier

- **Sens y**

Tableau IV.25:les déplacement horizontaux a chaque niveau Y-Y.

niveau(m)	h etage (m)	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-etage(cm)	δ adm(cm)	verification	ε	lεl	verification
21	3	0.008256	0.028896	0.0055965	3	vérifier	0.018655	3.5	vérifier
18	3	0.006657	0.0233	0.005579	3	vérifier	0.018597	3.5	vérifier
15	3	0.005063	0.017721	0.0054285	3	vérifier	0.018095	3.5	vérifier
12	3	0.003512	0.012292	0.0049385	3	vérifier	0.016462	3.5	vérifier
9	3	0.002101	0.007354	0.004046	3	vérifier	0.013487	3.5	vérifier
6	3	0.000945	0.003308	0.002674	3	vérifier	0.008913	3.5	vérifier
3	3	0.000181	0.000634	0.0006335	3	vérifier	0.002112	3.5	vérifier

IV.4.5 Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement :

A. cisaillement des poutres (pp ps long p palier) :

$$\begin{cases} \tau max = \frac{Tmax}{b*d} \leq \bar{\tau} adm. \\ \bar{\tau} adm = \text{Min}\left\{\frac{0.20*fc28}{\gamma b}; 5MPa\right\} \quad \text{fissuration peu nuisible .} \\ \bar{\tau} adm = \text{Min}\left\{\frac{0.15*fc28}{\gamma b}; 4MPa\right\} \quad \text{fissuration préjudiciable et très préjudiciable.} \end{cases}$$

Tableau IV -26: vérification des poutres

section	b(cm)	h(cm)	T(v2) (kN)	combinaison	situation	ϒb	position	τ (mpa)	τ adm (mpa)	verification
pp30x40	30	40	101.385	ELU	durable	1.5	rive	0.901	2.50	vérifier
ps30x35	30	35	200.737	ACC	accidentelle	1.15	rive	2.059	3.26	vérifier
P palier	30	30	32.451	ACC	accidentelle	1.15	rive	0.393	3.26	vérifier
long30x30	30	30	23.388	ELU	durable	1.5	rive	0.283	2.50	vérifier

Commentaire : Toutes les sections des poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes tangentielles de cisaillement.

B. Cisaillement des poteaux

Pour les poteaux la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de contreventement R=3.5 car l'effort sismique est absorbé uniquement par les voiles « théoriquement ».

$$\begin{cases} \tau max = \frac{Tmax}{b*d} \leq \bar{\tau} adm \\ \bar{\tau} adm = \rho_d * \text{fc28} \end{cases}$$

Tableau IV .27 : vérification des poteaux

section	b(cm)	h(cm)	N (kN)	Bc (mm^2)	combinaison	fc28 (MPA°	γ (MPa)		verification
pot 45*45	45	45	1190.32	184900	G+Q+Edx	25	0.258	0.3	vérifier
pot 45*45	45	45	1191.98	184900	G+Q+Edy	25	0.258	0.3	vérifier
pot 40*40	45	45	742.267	184900	G+Q+EDx	25	0.161	0.3	vérifier
pot 40*40	45	45	702.127	184900	G+Q+Edy	25	0.152	0.3	vérifier

Commentaire : toutes les sections sont justifiées valables pour résister aux contraintes tangentielles de cisaillement.

C. Cisaillement des voiles :

$$\begin{cases} \bar{\tau}adm = 0.2 * fc28 = 5MPa \\ \tau max = \frac{Tmax}{a*(0.9L)} \end{cases}$$

On doit vérifier le cisaillement des voiles à la base (niveau RDC) :

Tableau IV -28: vérification des voiles.

Type de voile	$\bar{\tau}adm$(MPa)	T max	A (mm)	L (mm)	$\tau max(MPa)$	vérification
Sans ouverture	5	863.587	200	3000	2.23	vérifier
Avec ouverture	5	144.904	200	3000	0.268	vérifier

IV.4.6 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Tableau IV .29 : Vérification de l'effet P-Δ suivant X,Y

Diaphragm N°	Niveau (m)	Wi (kN)	Wi*hi	Edx (kN)	Edy (kN)	Vkx (kN)	Vky (kN)
E_ DIAPH_ 3.23	3	4978.575	14935.725	2898.562	2842.723	**222.848**	**218.555**
D_ DIAPH_ 6.46	6	4626.004	27756.024			**414.132**	**406.154**
C_ DIAPH_ 9.69	9	4563.063	41067.567			**612.746**	**600.942**
B_ DIAPH_ 12.92	12	3583.0044	42996.053			**641.520**	**629.162**
A_ DIAPH_ 16.15	15	4500.828	67512.420			**1007.315**	**987.910**
A_ DIAPH_ 16.16	18	4500.828	81014.904	2898.562	2842.723	**1208.778**	**1185.49**
A_ DIAPH_ 16.17	21	3703.079	77764.659	2898.562	2842.723	**1160.283**	**1137.93**
			194267.78				

hk (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	θx	θy	SFx	Sfy
300	0.82755	0.008256	**0.062**	**0.001**	1.1	1.0
300	0.673483	0.006657	**0.025**	**0.000**	1.0	1.0
300	0.516594	0.005063	**0.013**	**0.000**	1.0	1.0
300	0.362127	0.003512	**0.007**	**0.000**	1.0	1.0
300	0.219671	0.002101	**0.003**	**0.000**	1.0	1.0
300	0.100026	0.000945	**0.001**	**0.000**	1.0	1.0
300	0.017234	0.000181	**0.000**	**0.000**	1.0	1.0

Conclusion:

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique :

- La structure est stable.
- Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.
- L'économie.

Chapitre V

Ferraillage
Des
Éléments Structuraux

V.1.Introduction :

Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003).

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA 99/Ver2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés :

- Les poutres : sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  E.L.U :1,35G +1,5Q.
  E.L.S : G + Q.
- Les combinaisons données par les règles du [RPA99v2003] :
  G +Q ±E.
  0.8G±E.

V.2.L'étude des Poutres principales est secondaires :

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 du calcul.

Situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	béton	Acier
γ_b=1.5	$\gamma_b = 1.15$	γ_b=1.15	γ_b=1
f_{c28}=25 MPA		f_{c28}=25MPA	f_{c28}=25MPA
σ_{bc}=14.2MPA	σ_s=348MPA	σ_{bc}=18.48MPA	σ_s=400MPA

V.2.1. Recommandation du RPA99 :

a. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- A Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- A Travée et appui ≤ A max RPA

b. Armatures transversales :

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

St ≤ h/2 en — Zone courante.

St ≤min (h/4 ; 12 ϕ) — Zone nodale.

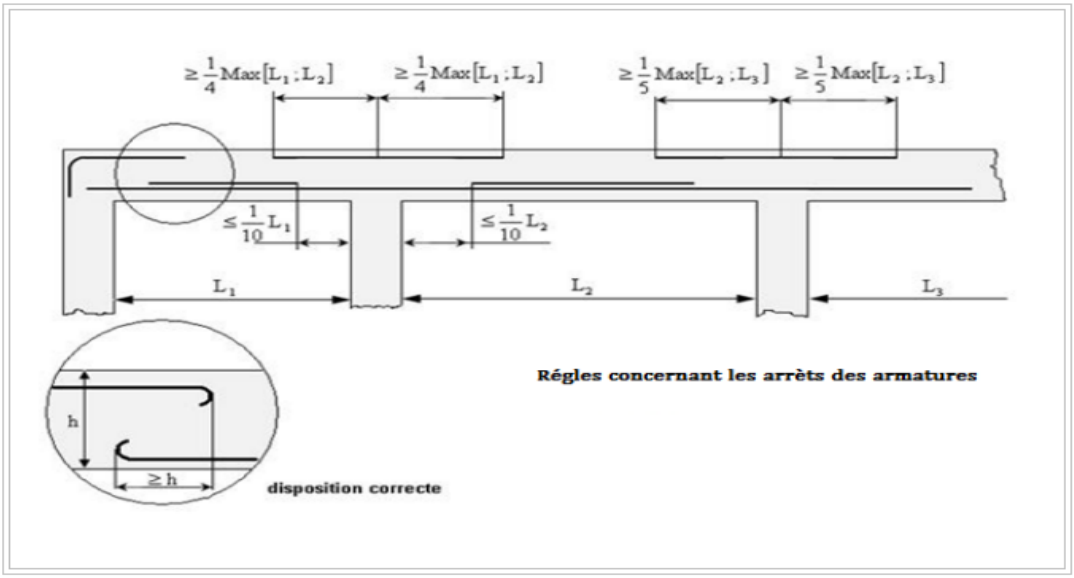


Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres.

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

V.2.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires

a) Ferraillage des poutres principales :

Tableau V. 2 : Ferraillage longitudinal des poutres principal.

élément	niveau	position	Mu	combinaison	Amin	A cal	A adopté
intermédiaire	terrasse	travée	47.05	ELU	7	3.8	Travée 5HA14=7.70
		appuis	-79.74	ELU		6.6	
	étage	Travée	37.50	G+Q+EDY		3	
		appuis	-66.32	ELU		5.4	
Rive	terrasse	travée	37.10	0.8G+EDY		2.9	appuis 5HA14=7.70
		appuis	-75.17	G+Q+EDY		6.2	
	étage	Travée	40.94	0.8G+EDY		3.3	
		appuis	-83.49	G+Q+EDY		6.9	

On a ferraillé avec le max de A cal de travée et appuis.

b) Ferraillage des poutres secondaires :

Tableau V. 3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire.

Elément	Niveau	position	Combinaison	Mu	A cal	A choisie	A min	A adoptée
Intermédiaire	Terrasse	appuis	G+Q+EDX	-31.61	2.5	5.65	5.52	5HA12=5.65
	étage	travée	G+Q+EDX	-32.22	2.6			
rive	Terrasse	appuis	G+Q+EDX	32.70	2.6			5HA12=5.65
	étage	travée	G+Q+EDX	41.40	3.3			

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

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

1. Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

   $\bar{\sigma}_b = 0.6\, fc28 = 15MPA$. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

2. Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, pour les poutres de rive donc:

   $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} * fe; 110\sqrt{n * ftj}$=202 **MPA** et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Tableau.V.4: Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS.

niveau	Position	Mser	A_{adop}	σ_b (MPA)	$\bar{\sigma}_b$ (MPA)	σ_s (MPA)	$\bar{\sigma}_s$ (MPA)	vérification
Terrasse	travée	13.29	7.70	1.5	15	16.1	202	C.V
	appuis	-25.79	7.70	3.8		98.3		
Etage	travée	16.22	7.70	1.8	15	19.7	202	C.V
	appuis	-31.82	7.70	4.7		120.7		

Tableau.V.5: Vérification des contraintes des poutres secondaire à l'ELS.

	niveau	Position	Mser	A_{adop}	σ_b (MPA)	$\bar{\sigma}_b$ (MPA)	σ_s (MPA)	$\bar{\sigma}_s$ (MPA)	vérification
intermédiaire	Terrasse	appuis	-22.17	**5.65**	5	15	168.3	202	C.V
	Etage	appuis	-22.46		5.1	15	170.5	202	C.V
rive	Terrasse	appuis	-13.98		3.2	15	106.6	202	C.V
	étage	appuis	-18.94		4.3	15	144.4	202	C.V

- **Vérification des poutres selon les conditions CBA :**

Il faut vérifier que :

- A tendue ≥ Amin CBA

Tableau V.6 : vérification des poutres p selon la condition CBA.

	niveau	Position	A_{adop}	Amin	vérification
intermédiaire	**Terasse**	Travée	7.70	7	**C.V**
		appuis			
	étage	Travée			
		appuis			
rive	**Terasse**	Travée			
		appuis			
	étage	Travée			
		appuis			

Tableau V.7 : vérification des poutres secondaires selon la condition de CBA.

Niveau	position	A adopté	Amin CBA (cm^2)	vérification
Terrasse	appui	5.65	5.52	c.v
Etage	travée	5.65	5.52	c.v

•Calcul des armatures transversales

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

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

D'après [RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2] :

$$\begin{cases} \frac{At}{St} \geq 0.003 * b & \text{Zone courante} \\ S \leq MIN(\frac{h}{4}; 12\varphi) & \text{zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

D'aprés CBA 93 :

$$\begin{cases} \frac{At}{b0*St} \geq \frac{\gamma*(\tau u*0.3*ftj*k)}{0.9*fe(cos\alpha+sin\alpha)} \\ St \leq min(0.9 * d; 40cm) \\ \frac{At*fe}{b*St} \geq 0.4MPA \end{cases}$$

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

Tableau V.8 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements

ZN	ZC	φ	At
St(cm)	St(cm)	(mm)	(cm^2)
10	15	8	6HA8=3.02

- **Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 * d}$$

Tableau.V.9: Calcul de $\bar{\tau}_u$.

Fissuration	**la fissuration est préjudiciable**	**la fissuration est peu nuisible**
$\bar{\tau}_u$	$\min\left\{0.15\frac{fc28}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$	$\min\left\{0.20\frac{fc28}{\gamma_b}; 5MPa\right\}$
Situation durable	$\bar{\tau}_u$=2.5 MPa	$\bar{\tau}_u$=3.3MPa
Situation accidentel	$\bar{\tau}_u$=3.3 MPa	$\bar{\tau}_u$=4.34 MPa

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	niveau	**Vu(KN)**	**combinaison**	$\tau u(MPA)$	$\bar{\tau}u$	**vérification**
intermédiaire	Terasse	88.397	1.35G+1.5Q	0.07	3.3	
	étage	87.948	1.35G+1.5Q	0.07	3.3	c.v
rive	Terasse	48.932	1.35G+1.5Q	0.043	2.5	
	étage	61.615	1.35G+1.5Q	0.054	2.5	c.v

Tableau V.11 : vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

	niveau	**Vu(KN)**	**combinaison**	$\tau u(MPA)$	$\bar{\tau}u$	**vérification**
intermédiaire	Terasse	21.314	1.35G+1.5Q	0.018	3.3	
	étage	31.867	G+Q+EDX	0.028	4.34	c.v
rive	Terasse	27.308	G+Q-EDX	0.024	2.5	
	étage	36.973	G+Q-EDX	0.032	2.5	c.v

- **V.3.3. Vérification de la flèche :**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10\,M0} \\ \frac{A}{b0.d} \geq \frac{4.2}{fe} \end{cases}$$

Avec : Mt =K*M0 (K : est un coefficient réducteur (0.75≤ K ≤ 0.85),

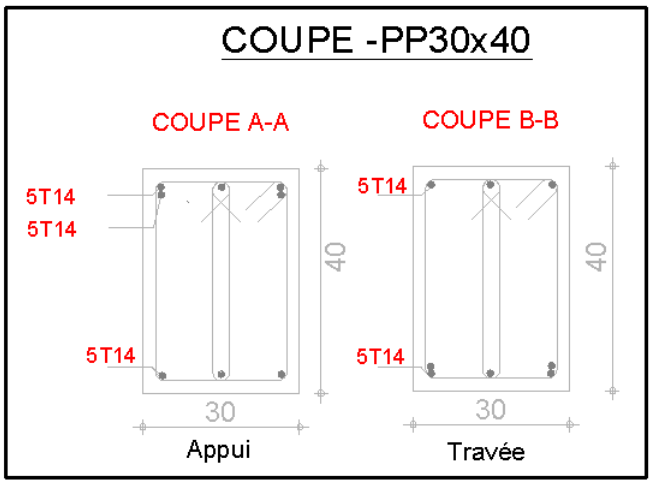
On prend K =0.75 et M0 (pp)=40.19 M0 (poutre secondaire) =78.31

Tableau V.12 : Vérification de la flèche des poutres.

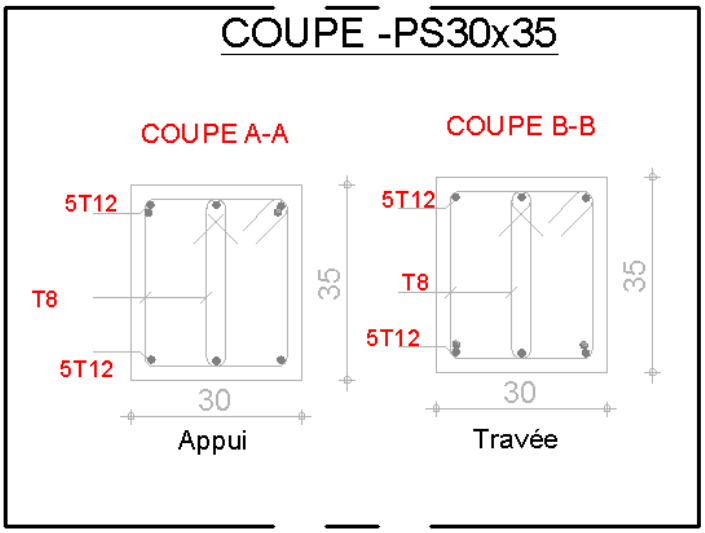
	$\frac{H}{L}$	1/16	$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{H}{L}$	$\frac{MT}{10 * M0}$	$\frac{H}{L} \geq \frac{MT}{10 * M0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.095	0.062	**c.v**	0.095	0.075	C.V	0.0011	0.0105	**c.v**
PS	0.08	0.062	**c.v**	0.08	0.075	C.V	0.0011	0.0105	**c.v**

Ferraillage des poutres :

❖ **Poutre principale :**



❖ **Poutre secondaire :**



V.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés à reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales.

Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée. Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- N max M correspondant.
- N min M correspondant.
- M max N correspondant.

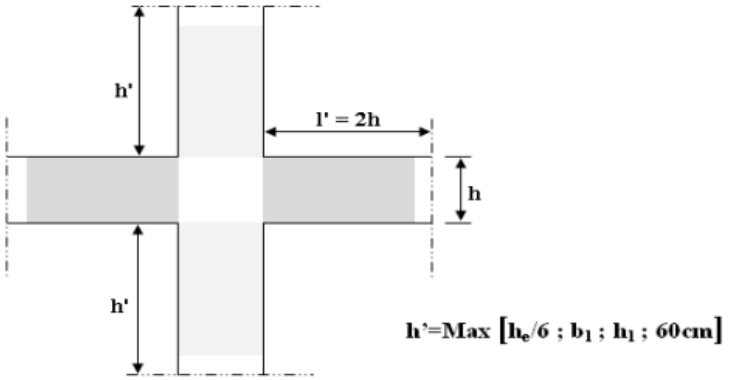
- Situation durable:
  - Béton: γb = 1.5 ; fc28 = 25 MPa ; σbc = 14.2 MPa.
  - Acier: γs = 1.15 ; FeE 400 ; σs = 348 MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: γb = 1.5 ; fc28 = 25 MPa ; σbc = 18.48 MPa.
  - Acier: γs = 1 ; FeE 400 ; σs = 400 MPa.

- Recommandations des règlements:

- Selon le RAP 99:
  - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
  - Leur pourcentage est limité en zone Iia par:

    $0.8\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 3\%$ ≤ (zone courante).

    $0.8\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ ≤ (zone recouvrement).
  - Le diamètre minium est de 12mm
  - La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa .



FigureV.3 : Définition de la zone nodale dans les poteaux.

- **Selon le CBA 93:**

$$\mathbf{A=min}\begin{cases} 4cm^2 \text{ pour 1m de largeur} \\ 0.1\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 5\% \end{cases}$$

$$\mathbf{A_{min}=\frac{B}{1000}}$$

-Détermination des sections d'acier:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée déviée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V.13: les Armatures longitudinaux dans les poteaux.

Niveau	cas	comb	Effort et moment	valeur	A_{calcul} As	A min(RPA)	A choisie
Entre-sol+rdc et 1ere étage (45*45)	**1**	ELU	N_{max}	-1370.44	19.8	**16.2**	**4HA16+8HA 14=20.32**
			M_{xcorr}	-1.23			
			$M_{y\ corr}$	-2.42			
	2	ELU	N_{corr}	-410.93	6.8		
			$M_{x\ max}$	11.17			
			$M_{y\ corr}$	-12.33			
	3	ELU	N_{corr}	-761.02	13.4		
			$M_{x\ corr}$	-6.73			
			$M_{y\ max}$	-33.43			
	4	ELU	N_{min}	-158.48	3.6		
			$M_{x\ corr}$	-2.47			
			$M_{y\ corr}$	1.26			
2eme+3eme+4eme+5eme étage	**1**	ELU	N_{max}	-753.3	10.8	**12.8**	**4HA16+4HA 14=14.20**
			M_{xcorr}	-5.78			
			$M_{y\ corr}$	-10.85			
	2	ELU	N_{corr}	-23.82	3.2		
			$M_{x\ max}$	-17.38			
			$M_{y\ corr}$	-2.33			
	3	ELU	N_{corr}	-135.26	5.1		
			$M_{x\ corr}$	5.98			
			$M_{y\ max}$	-39.73			
	4	ELU	N_{min}	-23.69	3.2		
			$M_{x\ corr}$	-17.27			
			$M_{y\ corr}$	-2.33			

- **Vérification à l'ELS:**

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

La fissuration est considérée : σb ≤ σb

- Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire.

-préjudiciable (pour les poteaux de rive) :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma_b} = \min\left\{\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{n * ftj}\right\}$$

Tableau .V.14 : Vérification des contraintes à L'E.L.S.

section	N	Mx	My	$A_{adoptée}$	σ_b	σ'_s	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}'_s$	vérification
45*45	-999.47	-0.89	-1.75	20.32	3.3	49.2	15	201.63	c.v
40*40	-549.73	-4.21	-7.88	14.32	3.1	43	15	201.63	c.v

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5),

Donc : λ > 5 Pour tous les poteaux ⇒ At = At min = 0.003 × t ×b1

Tableau V.15: Ferraillage transversale des poteaux.

étage	section	zone	st	Aadop
Entre sol+RDC+1ere	**45*45**	Nodale	**10**	**4φ 8**
		Courante	15	4φ 8
2eme+3eme+4eme+5eme	40*40	Nodale	10	4φ 8
		courante	15	4φ 8

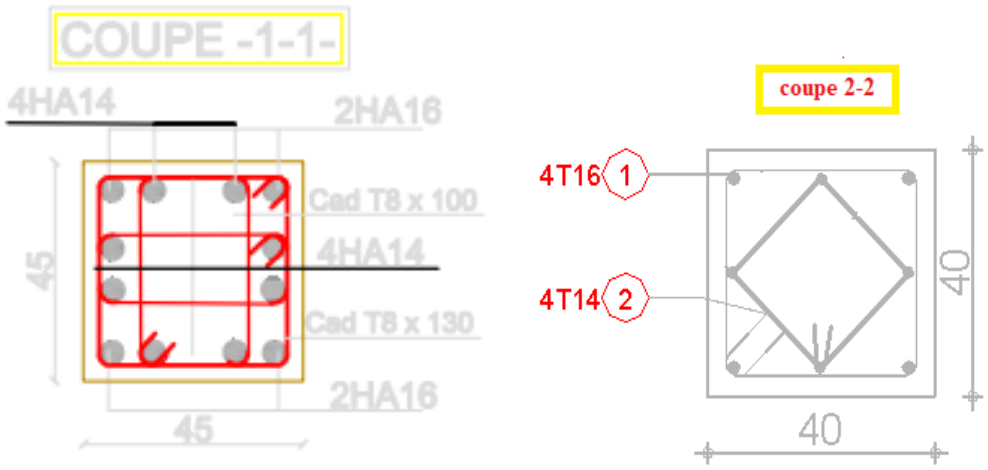


Figure.V.1 : ferraillage des poteaux

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leurs stabilités.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

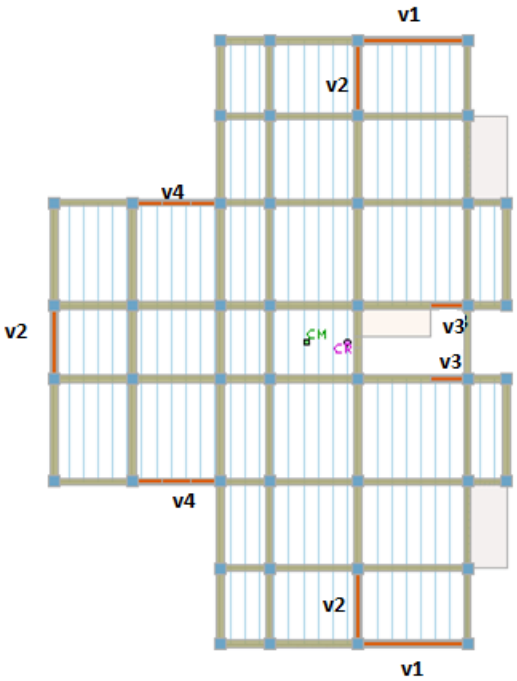


Figure.V.3 : types de voile.

V.4.2. Les voiles pleins :

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant:

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux.

V.4.3. Voiles avec files d'ouvertures

V.4.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.4.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion "Al".
- Des aciers transversaux "At".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).
- Des aciers diagonaux Ad

V.4.4. Recommandations des règlements :

V.4.4.1. Recommandation du [RPA99v2003] :

- **Armatures verticales [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] :**

$Av = 0.2\%Bt$ Bt : La section horizontale tendue de voile

$Av = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$Av = 0.1\%B_c$ B_c : La section horizontale courante.

- **Armatures horizontales :**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V.

- **Calcule et vérification de l'espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : Sh ≤ min [1.5a; 30cm].

- **Armatures transversales :**

Ce sont des armatures rondes lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

- **Méthode de calcul :**

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.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

Tableau V.16: Armatures vertical dans les voiles suivant x.

voile	Niveau	L	a(cm)	N	M	Etat de section	Combinaison	A calculé	Amin	A adopté
V1	RDC	4.5	20	830.03	5.09	SPC	G+Q+EDX	2.6	7.20	8HA12=9.05
V3	RDC	2.12	20	201.78	17.14	SPC	G+Q+EDX	1.6	2.59	6HA12=6.79

Tableau V.17: Armatures vertical dans les voiles suivant y.

voile	Niveau	L(m)	A (cm)	N	M	Etat de section	Combinaison	A cal	Amin	A adopté
V2	**RDC**	**3.1**	**20**	671.25	4.74	**SPC**	G+Q+EDY	2	2.59	8HA12=9.05

Tableau .V.18 : la section choisie d'armature des voiles.

	Section	L/10	D/2	Acal	Amin	A ch ZN	A ch ZC	A globale
X	450*20	45	7.5	2.6	7.20	10HA12=13.31	16HA10=12.57	25.88
	212*20	21.2	7.5	1.6	2.59	4HA10=3.14	14HA10=11	14.14
y	310*20	31	7.5	2	2.59	4HA10=3.14	14HA10=11	14.14

. Vérification des armatures à l'ELS :

$\bar{\sigma}b$=0,6 fc28=15 Mpa , et on doit vérifier que : $\sigma b \leq \bar{\sigma}$

Tableau V.19 : vérification des armatures à ELS

sens	voile	a	L	N	M	σb	$\bar{\sigma}b$	vérification
x	V1	20	4.5	49.26	2.01	3.2	15	C.V
	V3	20	2.12	121.39	5.59	6.3	15	C.V
y	V2	20	3.1	70.11	1.38	1.6	15	C.V

. Vérification des contraintes de cisaillements à l'ELU :

$\tau = Vu/(b \times d) \leq \bar{\tau}$, $Vu = 1.4 \times T$

Tableau.V.20 : Vérification des contraintes de cisaillements à l'ELU.

sens	voile	1.4*T	τ	Type de fissuration	$\bar{\tau}$	vérification
x	V1	523.87	0.58	préjudiciable	1.5	C.V
	V3	462.77	1.09	préjudiciable	1.5	C.V
y	V2	674.28	1.08	préjudiciable	1.5	C.V

- **Calcul des armatures horizontals :**

Ah= Max (2/3. **Av** ; 0.15%.**he** .a)

Tableau V.21 : Détermination des armatures horizontales.

sens	voile	a	he	Acal	st	A adopté
x	V1	20	3	50.98	20	58HA12=65.56
	V3	20	3	36.73	20	40HA12=45.22
y	V2	20	3	41.79	20	40HA12=45.22

- .**Calcul des armatures transversales** :

• **Sens X**

At=0.01%xLxhe

At=11.17 cm2 ;

nombre des barres = 11.17x4=45 barres

Donc

Atchoisir = 45HA8=22.62 cm2

• **Sens-Y**

At=12.34cm2 ;

nombre des barres = 12.34x4=50 barres

Donc

Atchoisir = 50HA8 =25.13 cm2



Figure V.9 : Les armatures transversales et les épingles.

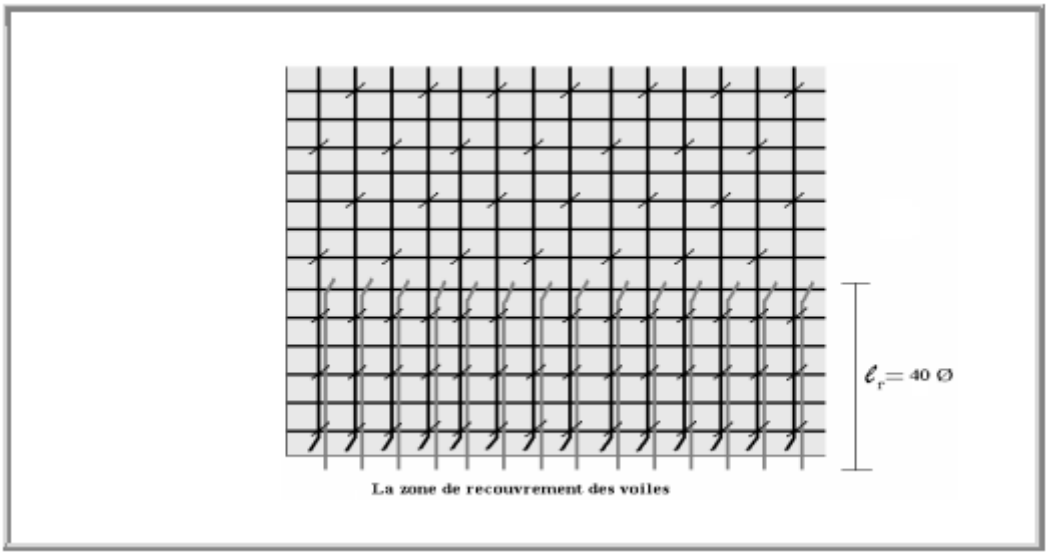


Figure V.10. : La zone de recouvrement des voiles**.**

V.4.5.2 les voiles avec ouvertures :

a. les trumeaux :

a.1. Calcul des armatures verticales :

Tableau V.22 : Armatures verticales dans les trumeaux

voile	Lt	N	**M**	**section**	**situation**	**S (cm)**	**A (cm^2)**	**A adopté**
V4	0.59	1250.63	121.53	SPC	acc	15	32.10	20HA16

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

Tableau.V.23: Vérification des contraintes à l'ELS.

voile	N	M	AS	σb	$\bar{\sigma} b$	vérification
V4	200.35	13.43	40.19	1.20	15	c.v

- **Calcul des armatures horizontales** :

TABLEAU.24: Détermination des armatures horizontales.

voile	a	he	Acal	St	Ah
V4	20	300	25.53	10	20HA14=30.77

- **Calcul des armatures transversales :**

At=0.01%xLxhe At=3.32 cm2 ;

nombre des barres = 3.32x4=14 barres

Donc At choisir = 14HA8=7.04 cm^2

b. les linteaux (sens transversal)

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas : $\tau b \leq 0.06 fc28$: Linteau soumis à la Flexion simple $\tau b \geq 0.06 fc28$: Linteau soumis à la Traction / compression

- **Ferraillage des linteaux en flexion simple**

  $(\boldsymbol{\tau b \leq 0.06 fc28})$

  On devra disposer :

  - Des aciers longitudinaux .
  - Des aciers transversaux .
  - Des aciers en partie courante (aciers de peau) Ac

- **Aciers longitudinaux :**

$$Al \geq M / , Z = h - 2c , M = 1.4Mu$$

- **Aciers transversaux :**

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

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

- Linteau long :

$S \leq (At * fe * Z) / \bar{V}$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4Vu$

- Linteau court :

$S \leq (At * fe * l) / \bar{V} + (At * fe)$

$V = \min(V1 ; V2)$

$V2 = 2 * ,$

$V1 = `Mci + Mcj) / lij$

Avec $Mci\ et Mcj$ moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée lij et calculés par : $Mc = Vl * fe *$ z

Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau b \geq 0.06 fc28$)

- Aciers diagonales :

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

$Ad = \frac{v}{2\ fe\ sin\alpha}$ avec $\alpha = arc\ tg \frac{h-2d'}{l}$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

• Armatures longitudinales : $(, Al') \geq 0.15\% (b * h)$

• Armatures transversales : $Pour : \tau b \leq 0.025 fc28 \Rightarrow At \geq 0.0015\ b * s$

$$Pour : \tau b > 0.025 fc28 \Rightarrow At \geq 0.0025\ b * s$$

s : Espacement entre les cadres

• Armatures de peau : $Ac \geq 0.002 * b * h$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau.V.25 : Détermination de la sollicitation de calcul de linteau 01.

niveau	voile	e	H	L	vu	M	τb	$\tau b \leq 0.06 fc28$
5eme	**V1**	20	300	212	212.96	4.49	1.59	Traction/compression
4eme	**V1**	20	300	212	575.11	2.74	2.19	Traction/compression
3eme	**V1**	20	300	212	856.38	3.62	3.27	Traction/compression
2eme	**V1**	20	300	212	1095.10	3.24	4.18	Traction/compression
1ere	**V1**	20	300	212	1277.03	3.07	4.87	Traction/compression
RDC	**V1**	20	300	212	1388.53	2.81	5.29	Traction/compression

Tableau .V.26 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux 01.

	A calculé					**A choisie**			
niveau	AD	AL	AT	AC	SP	AD*2	AL	AT*2	AC*2
5eme	4.06	3.12	0.75	4.16	15	8HA10=6.28	4HA12=4.52	5HA8=2.51	8HA10=6.28
4eme	8.34	6.12	0.75	8.16	15	8HA12=9.05	4HA14=6.15	5HA8=2.51	12HA10=9.42
3eme	12.42	6.12	0.75	8.16	15	.12HA12=13.57	4HA14=6.15	5HA8=2.51	12HA10=9.42
2eme	15.88	6.12	0.75	8.16	15	12HA14=18.47	4HA14=6.15	5HA8=2.51	12HA10=9.42
1ere	18.52	6.12	0.75	8.16	15	12HA16=9.42	4HA14=6.15	5HA8=2.51	12HA10=9.42
RDC	20.14	6.12	0.75	8.16	15	12HA16=9.42	4HA14=6.15	5HA8=2.51	12HA10=9.42

Chapitre VI

Etude De L'infrastructure

VI.1 Etude du sol :

VI.1.1 Introduction :

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale à l'étude du sol pour connaître l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

VI.1.2 Situation du projet :

- Le projet est situé dans la wilaya d'Annaba.
- Le projet est un bâtiment en (ES+R+5) .

VI.1.3 Compagne d'investigation :

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectués :

- Réalisation des essais in situ ;
- Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique ;
- Réalisation d'un sondage carotté poussé jusqu'à une profondeur de 6 mètres ;
- Une campagne d'essais d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

VI.1.4 Nature du sol :

- Le site prospecté est constitué essentiellement de :
- Une couche de fondation de nature argileuse faiblement sableuse à argileuse ;
- Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, d'assez forte compressibilité et peu gonflant.

Conclusion :

La synthèse des données obtenues lors des différentes phases de la présente étude permet d'énoncer les conclusions suivantes :

- Les analyses chimiques montrent que le sol n'est pas agressif vis-à-vis des bétons d'infrastructure.
- La profondeur d'ancrage est de 2.00 m par rapport au terrain naturel.
- La contrainte admissible est prise égale à :$\boldsymbol{\sigma_{sol}}$ =1.2bar.

VI.2 Etude des fondations :

VI.2.1 Introduction:

- L'infrastructure doit constituer d'un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain ;
- Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure ;
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2.2 Fonctions assurées par les fondations :

- Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure ;
- En cas du séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte
- Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :
- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.
- Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :
- Type d'ouvrage à construire ;
- Les caractéristiques du sol support ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;

- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation..

VI.2.3 Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations

Fondations superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Radier général **;**

Fondations profondes :

- Fondations sur puits (semi profondes) ;
- Fondations sur pieux (profondes) ;

Fondations spéciales *:*

- Fondation avec sous pression d'eau ;
- Fondation en terrain instable ;
- En sais qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle.

VI.3 Calcul des fondations :

- Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la portance du sol et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes puis radier. Chaque étape fera l'objet de vérification.
- On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$

  On doit vérifier la condition suivante :

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

N: Effort normal appliqué sur la fondation ;

S : Surface de la fondation

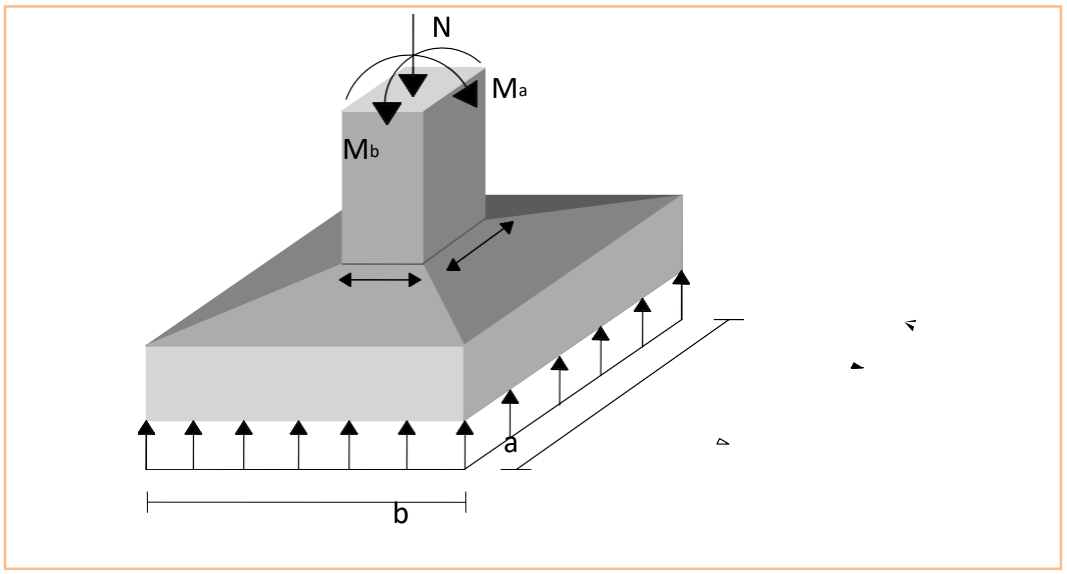


Figure.VI.1 : Schéma des Semelles isolées sous poteau

Choix de la fondation :

VI.3.1 Semelle isolé :

1. Méthode de calcul :

- Dimensionnement initial :

$$\begin{cases} S = A * B \ . \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b}. \\ S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}. \end{cases}$$

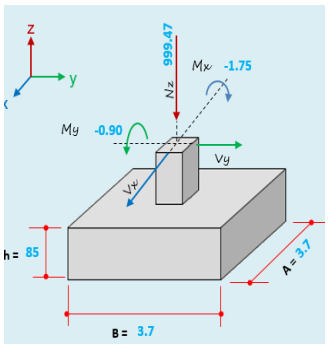
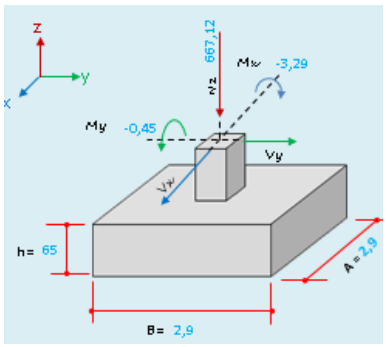
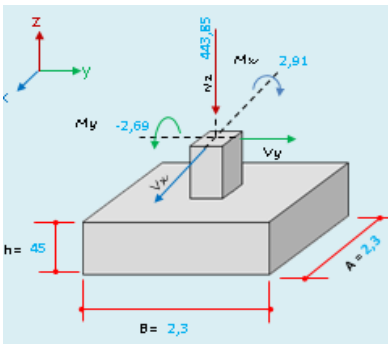
$$\begin{cases} Bi \geq \sqrt{\frac{b}{a} * \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}}. \\ Ai \geq \sqrt{\frac{b}{a} * \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}}. \end{cases}$$

$$\begin{cases} ha \geq \frac{A-a}{4} + c. \\ hb \geq \frac{B-b}{4} + c. \\ hi = Max(ha, hb). \end{cases}$$

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

semelle	N(KN)	Mx(KN.m)	My(KN.m)	A(m)	B(m)	Ach(m)	Bch(m)	hch(cm)
S1	999.47	-1.75	-0.90	2.89	2.89	3.70	3.70	85
S2	667.12	-3.29	-0.45	2.36	2.36	2.90	2.90	65
S3	443.85	2.91	-2.69	1.92	1.92	2.30	2.30	50

Tableau VI.2 Dimensionnement des semelles isolées**.**

S1	S2	S3
		

2. Vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{N + (P_{semelle} + P_{A.poteau} + P_{remblai})}{A_{choisi} * B_{choisi}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

- poids semelle = A*B*h*$\rho_{béton}$

-poids A poteau =a*b*D'*$\rho_{béton}$

-poids de remblai (B-b)(A-a)*D'*$\rho_{remblai}$

Tableau VI.3.verification des contraintes.

Semelle 1				Semelle 2				Semelle 3			
Sens A		Sens B		Sens A		Sens B		Sens A		Sens B	
σ **1**	σ2	σ1	σ2	σ1	σ2	σ1	σ2	σ1	σ2	σ1	σ2
1.05	1.05	1.05	1.05	1.09	1.08	1.08	1.08	1.09	1.12	1.12	1.09

$\bar{\sigma}_{sol} \geq \sigma$ condition vérifiée.

3. Vérification de la stabilité au Renversement RPA2003 Art 10.1.5 :

Sens A :

$e_x = \frac{M_y}{N} \leq \frac{A}{4}$.

Sens B

$e_Y = \frac{M_X}{N} \leq \frac{B}{4}$.

Tableau.V.4.vérication de renversement des semelles isolé

Semelle 1		Semelle 2		Semelle 3	
Sens A	Sens B	Sens A	Sens B	Sens A	Sens B
Ea(ELS)	Eb(ELS)	Ea(ELS)	Eb(ELS)	Ea(ELS)	Eb(ELS)
-0.12≤ 92. 50	-0.06≤ 92.50	*-0.36*≤ 72.50	*-0.05*≤ 72.50	*0.50*≤ 57.50	*-0.46*≤ 57.50

Condition vérifiée pas de risque de renversement dans les deux sens A et B.

4. **.Vérification du chauvechement entre les bulles de pression sous les semelles**

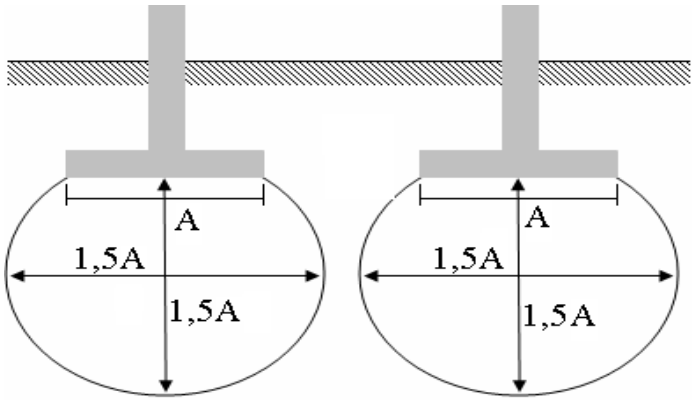


Figure VI.1 : Les bulles de pression sous la semelle

$$L \geq \frac{1.5}{2}(A + A').$$

Le Figure suivant présente les interférences entre les bulbes de pression (chauvechement) dans la figure (autocad) suivant :

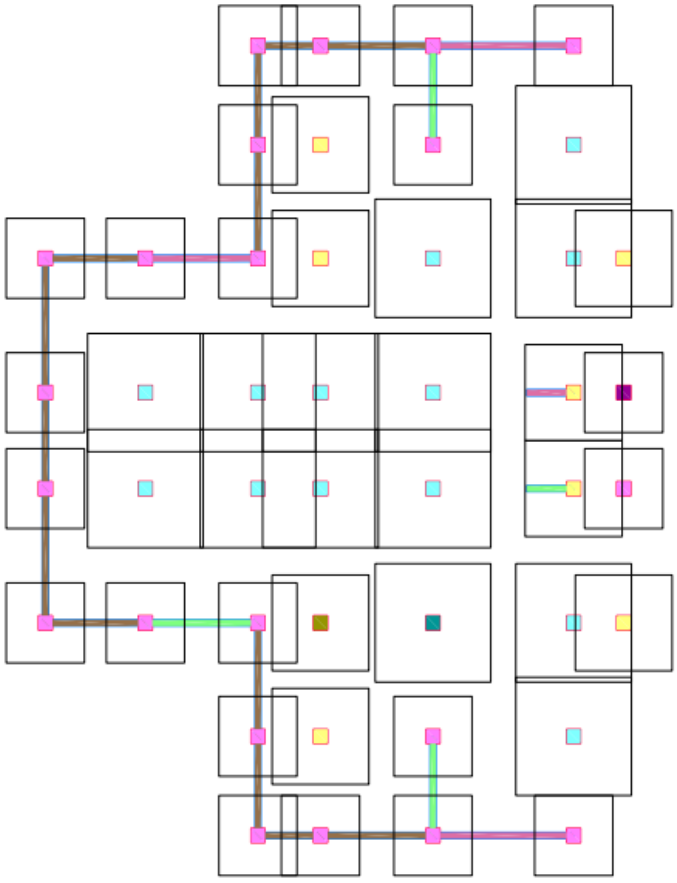


Figure.VI.3 : Chauvechement des bulles de pression sous la semelle.

Conclusion

Il y a un risque de chauvechement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x et y) ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.3.2 Semelle filante (continue) :

1. Dimensionnement des semelles :

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 (e ≥ 3cm).
- Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique

$$[A * \bar{\sigma}_{sol}]B^2 - N * B - \langle 3 * e_{0b} * N \rangle \geq 0$$

$$H \geq \frac{B_{Ch} - b}{4} + c + \frac{\emptyset}{2}$$

$$L = d_G + \sum I_i + d_D$$

dG : Débord gauche de la semelle isolée dG=50cm .

dD : Débord droite de la semelle isolée dD=50cm.

- S-F1 semelle filante sous plusieurs des poteaux (poteau intermédiaire).

- S-F2 semelle filante sous plusieurs des poteaux (poteau de rive) .

- S-F3 semelle filante sous voile.

Tableau VI.5 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS

Semelle	A(m)	M(KN.m)	N(KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$	B_{Cal}	B_{adopte}	$h_{calcule}(cm)$	h_{adopte}(cm)
S-F1	10.7	3.19	893.44	1.2	2.86	6	191.75	195
S-F2	4.05	3.29	999.47		2.75	6	141.75	145
S-F3	3.55	11.15	895.11		2.67	7	166.75	170

2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.6: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Semelle		L(m)	B(m)	B'(m)	1.5 $(\frac{B+B'}{2})$	L≥1.5 $(\frac{B+B'}{2})$
S-F1	S-F2	3.75	6	7	3.9	CNV
S-F2	S-F3	3.45	7	6	3.9	CNV

3. Vérification des semelles filantes croisées :

Nser=12850.89

L1=10.55m ; L2=6.65 m ; L3 =11.85 m ; L4 = 7.25 m ; L5 =6.65 m L6 = 11.85 ;

L=68.95 m

Tableau VI.7: Vérification les semelles filantes croisées.

L(m)	N(m)	$\bar{\sigma}sol$	B cal(m)	B choisie(m)
68.95	12850.89	1.2	155.31	200

Conclusion :

On va adopter un radier général pour faciliter l'exécution et minimiser le ferraillage avec un temps de réalisation plus court et bien évident une meilleure stabilité de l'infrastructure.

VI.3.3 Etude du Radier général :

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la Construction. Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive.

L'effort normal Supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui Les supportent : Σ Nser = 17792.09 (KN) Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont: L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.

- La réduction des tassements différentiels.
- La négligence des irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{420}{20} = 21$$

On adopte: h=30cm.

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}sol \qquad S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}sol}$$

On doit vérifier la condition suivant :

$\bar{\sigma}sol$: Contrainte admissible de sol

N : effort normal appliquée sur la fondation

a. calcule des surfaces revenant aux semelles :

Surface totale des semelles = 148.26 m^2

Surface totale des bâtiments = 283.44m^2

$$\frac{148.26}{283.44} = 52.30.$$

Alors on déduit le radier général est nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles dépassé 50% de la surface d'emprise du bâtiment.

Un radier est une dalle pleine éventuellement nervurée consistant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage dans notre cas on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

b. surface nécessaire de radier :

pour déterminer la surface du radier il faut que $\sigma max \leq \sigma sol$.

$\sigma max = \frac{N}{sb} \leq \sigma sol.$

N=G+Q=53890.22

σsol=1.2 bar

La surface des bâtiment est égal a 283.44 m^2

Donc la surface totale du radier 350.70 m^2

c. détermination de l'épaisseur de la dalle du radier :

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivant :

$$\frac{L}{8} \leq hl \leq \frac{L}{5}$$

L : est la plus grande portée entre deux poteaux

$52.5 \leq hl \leq 84$ Pour L=420 cm

$hl \geq 60\ cm$

d. condition de rigidité :

on utilise un radier rigide $L \leq \frac{\pi}{2} * Le$

Le : la longueur élastique donnée par : $Le = \sqrt[4]{\frac{4*E*I}{K*B}}$

K : coefficient de rigidité du sol =40MN/m3 (HENRY THONIER).

Conception et calcul des structures de bâtiment :

E : module de déformation =$3.2*10^4$ MPA

I : inertie du radier $I = \frac{b*h^3}{12}$.

B : largeur du radier .

$H2 \geq \sqrt[3]{\frac{3k}{e}} * (\frac{2L}{\pi})^4$

$h2=56.33 \geq 60cm$

Donc on choisit h=60cm.

e. condition de non cisaillement :

pour le panneau le plus défavorable :

on a :Lx=4.20m ; ly=4.20m

on sait que : fissuration préjudiciable $\tau u \leq \bar{\tau} u = \min[\frac{0.15*fc28}{\gamma s}; 4mpa]$=2.5mpa

$\tau u = \frac{Tmax}{b*d}$; d=0.9h ;T=max (T(x) ;T(y)) ; h3≥ $\frac{T}{0.9*b*\bar{\tau}u}$

Pour le panneau le plus défavorable :

E=Lx/Ly=1

Alors le panneau travail sur deux direction

T(x)= $Q * \frac{(lx*ly)}{2ly+lx}$; T(y)=$\frac{lx}{3} * q$

Pour les panneaux de dalle de forme régulière on fais la vérification pour une bonde de 1ml

Qu=$\frac{Nu}{Sr}$ =221.69 KN/m^2

Qs=$\frac{Ns}{Sr}$ =196.38 KN/m^2

Généralement le pré dimensionnement d'une fondation se fit à L'ELS :

Qs=poids de la superstructure + charge d'exploitation

T(x)=196.56*$\frac{4.20*4.20}{2*4.20+4.20}$=393.12

T(y)= 221.69*$\frac{4.20}{3}$=310.36

T=max (t(x) ;t(y))=393.12 KN/m

Il faut vérifier que :

$\tau umax = \frac{T}{0.9*b*h} = \frac{393.12}{0.9*1*0.6}$=728

H3≥ $\frac{T}{0.9*1*2.5*1000} = 0.17$m

f. Dimensionnement des nervures :

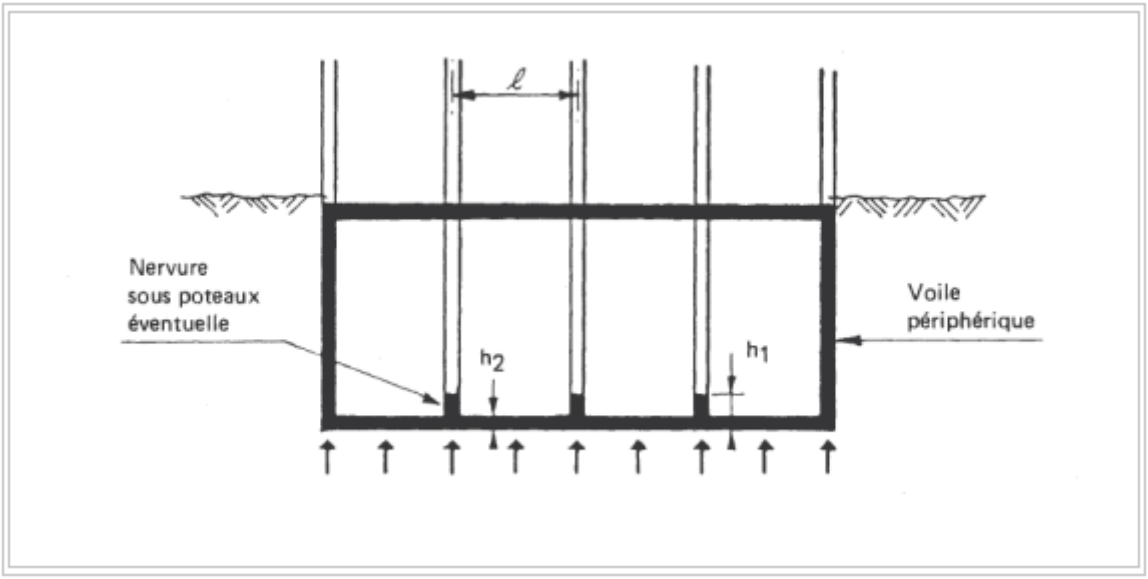


Figure VI.4 : Schémas d'un radier nervuré.

Le radier est étudier comme un plancher renversé comportant un système de poutres (nervures) avec une hauteur égale a L/10 et une dalle pleine d'épaisseur égal a L/20

Ou L c'est la plus grand porté entre axes des poteaux

- Hauteur de poutre nervure :

$$H \geq \frac{420}{10} = 42cm$$

On prendra une nervure de section (50*60)cm^2

- Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{420}{20} = 21cm$$

g. Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé alors le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable

- **Ferraillage de la dalle du radier :**

Pour le ferraillage, afin de simplifier les calculs nous considérons le panneau le plus sollicité et nous généraliserons le ferraillage pour le reste des panneaux.

- Identification du panneau le plus sollicité :

(Panneau de rive) Lx=4.20m ly=4.20m

La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1 ml,b=1ml .

Sradier=350.70m^2 ; Nu=75144.82KN ; Nse=58904.33

Qu=$\frac{Nu}{Sr} * b$ =221.69 KN/m2

Qser=$\frac{Nser}{Sr} * b$ =196.38 KN/m2

- **Méthode de calcul :**

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que l'état d'agressivité dû au pourcentage en sulfates est nul.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires µx ,µy qui dépend du coefficient de poisson et du rapport.

$$\rho = \frac{lx}{ly}.$$

On a: $\rho = \frac{4.2}{4.2} = 1 \geq 4$ alors le panneau travaille sur deux directions.

- Dans le sens de la petute porté :Mx =$\mu x * q *$lx^2
- Dans le sens de la plus grande portée :My=$\mu y * Mx$
- Moment en travée : Mtx=(0.85Mx ;Mty=0.75My)
- Moment sur appuis : (Max=0.5Mx ;May=0.5My)

Qu=$\sigma m = 1.2bar$

Qs=$\sigma - m = 0.9322bar$

Tableau.V.8: Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance.

	sens	**M(KN)**	**d**	**Acal**	**Amin**	**A choisi**
Travée	x	122.32	27	7.6	3	8HA14=12.32
	y	107.93	27	6.3	3	8HA14=12.32
appuis	x	91.95	27	5.3	3	8HA12=9.05
	y	91.95	27	5.3	3	8HA12=9.05

Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.9: Vérification des armatures du radier à l'ELS.

	sens	Achoisi (ELU)	Mser	σs	σb	vérification
Travée	x	12.32	129.85	206.3	8.86	c.v
	y	12.32	97.39	186.3	7.41	c.v
appuis	x	9.05	76.38	146.9	5.88	c.v
	y	9.05	76.38	146.9	5.88	c.v

a.6.Vérification au non poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suite :

$Nu \leq \frac{0.045 \mu c * h * fc28}{\gamma b}$ (art A.5.2.4) CBA93.

Avec:

- Nu: Effort normal du poteau le plus sollicité.

- µc: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen. (µc= 2[(a+b)+2h])

On a Nu = 75144.82KN kN

Nu≤ 2415.57 alors condition vérifier

- **Ferraillage des poutre nervure:**

Tableau VI.10: Calcul des armatures longitudinales de la nervure

	MU	μ	d	A	choix
Travée	145.86	0.0368	65	6.2	4HA20=12.57
appuis	-283.45	0.0441	65	13.8	8HA20=25.13

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

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification sera faite comme suite :

Tableau VI.11: vérification armatures longitudinales de la nervure a L'ELS

	A ELU	Mser	σb	σs	vérification
travée	12.57	130.77	4.12	129.80	c.v
appuis	25.12	-261.57	5.85	134.75	c.v

- Armatures transversales :

- **Calcul de l'effort tranchant Tu :**

$$\boldsymbol{Tu} = \frac{\boldsymbol{qu*l}}{\boldsymbol{2}} = \frac{\boldsymbol{221.69*4.2}}{\boldsymbol{2}} = 465.549.$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement :

$\tau u = \frac{vu}{b0*d} = 1.32\text{MPa} < 2.5\ mpa$ ……. Condition vérifié.

En appliquant même formules qu'on a vu dans le chapitre précédant

-armatures transversales pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

✓ **Zone nodale**

- Sa longueur nodal =100 cm.
- At = 4T10.
- St = 10cm.

✓ **Zone courante**

- At = 4T10.
- St = 20cm.

c. Calcul du débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50cm .Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

c.1. Détermination de D (débord)

D ≥ Max (hr/2,30cm) = 30cm

Soit : D= 50cm

D'ou : Sr = S+DxP

Alors la surface de radier est :

- Sr= 350.70 m^2
- b = 1 m
- h = 30 cm
- d = 0.9
- h = 27 cm

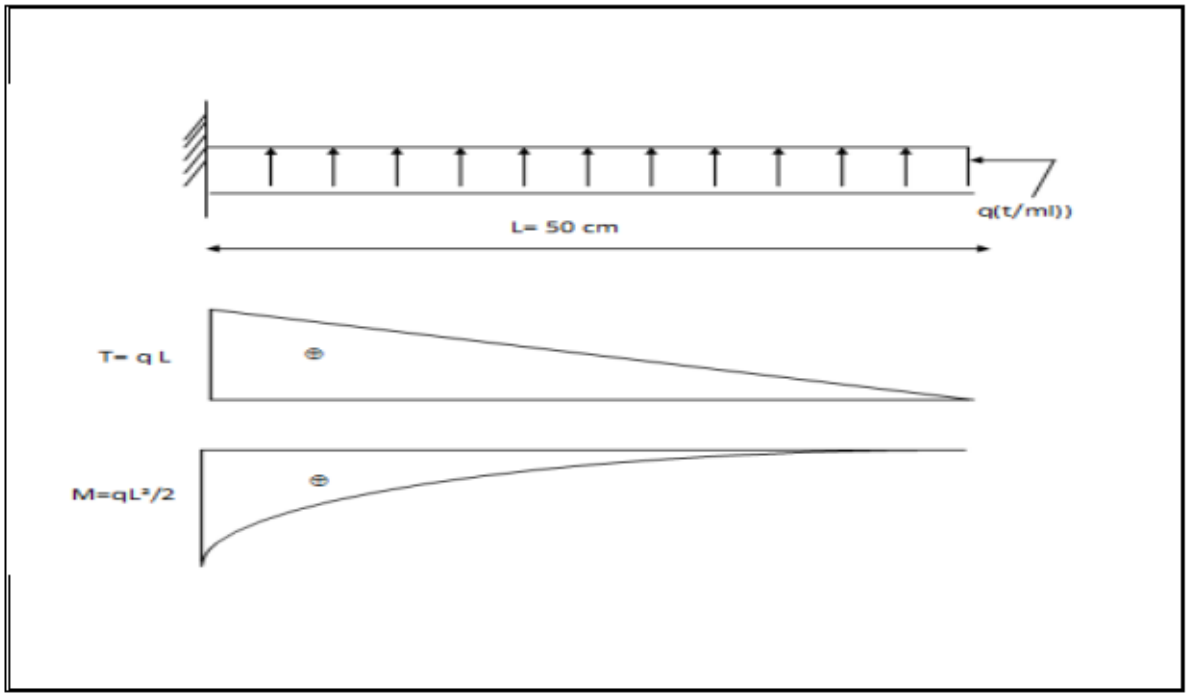


Figure VI.5 : Schéma statique du débord de radier.

c.1.1. Calcul à l'ELU :

$$\boldsymbol{Mu = \frac{qu*l^2}{2}.}$$

Tableau VI.12: Calcul a L'ELU du débor de radier

Mu	D(m)	$\boldsymbol{\mu}$	As2	As choisi
24.58	0.25	0.038	3.5	5HA12=5.65

c.1.2. Calcul à l'ELS :

$$\boldsymbol{Mser = \frac{qs*l^2}{2}.}$$

Tableau VI.13 : Calcul à l'ELS du déborde du radier.

A ELU	Mser	$\boldsymbol{\sigma s}$	$\boldsymbol{\sigma b}$	Vérification
5.65	17.23	124.14	**2.75**	**c.v**

Observation pour des raisons pratiques et constructives, on adopte pour la Adébord le prolongement des acier du radier.

c.1.3. vérifications :

Condition de non fragilité :

$As \geq Asmin$ tel que $\begin{cases} \text{As min}=0.23\text{bd}\frac{ftj}{fe} \\ \text{As min}=3.25\text{cm} \end{cases}$

C.1.4. Vérification au cisaillement :

$\tau u \leq \bar{\tau}$=0.05f28

b =1 m.

d =0,90 x 0.30 = 0,27 m

$\boldsymbol{\tau u = 0.338}$ **Mpa ……condition vérifier.**

On prévoit des chainages intermédiaire au niveau du plate-forme de dimensions (30x20) cm² afin d'éviter Des poteaux de RDC élancés.

VI.4. Etude du voile périphérique [Art 10.1.2] :

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations (les semelles) et le niveau de base.

VI.4.1. Evaluation des charges:

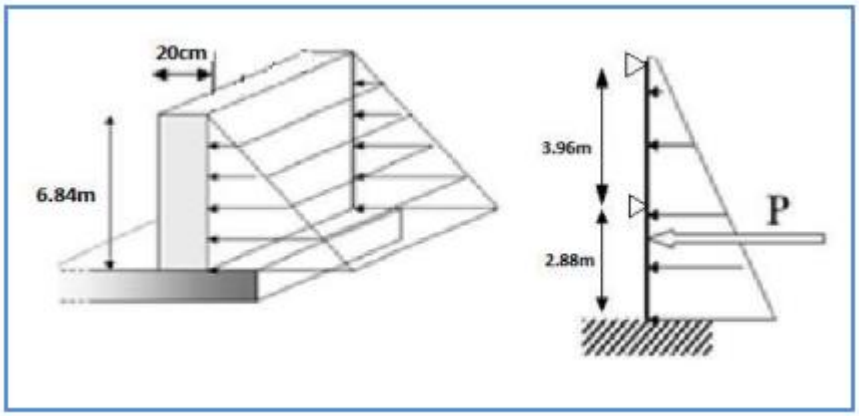


Figure.VI.6 : Schéma du chargement qui vient au voile périphérique.

Charge permanente :

Nous avons pour notre bloc:

- le poids volumique du sol: γ=18 (KN/m^3)
- l'angle de frottement interne : φ=30

D'après Rankine la poussée de terre P est égale à:

$$P = G = 1/2\ (k_{\gamma a}.\gamma sol.h^2)$$

-Le coefficient de contrainte : $k_{\gamma a}=tg^2\ [(\pi/4)-(\varphi/2)]$

D'où: $k_{\gamma a}$ =0.33

Alors : P = 0.5 x 0.33 x 18 x 6.84^2 = 138.95 KN/m^2

$$\begin{cases} qu=1,35G+1,5Q=187.58\ KN/m^2. \\ qser=G+Q=138.95\ KN/m^2. \end{cases}$$

-Pour une bande de 1m:

$$\begin{cases} qu=187.58\ KN/m\ . \\ qser=138.95\ KN/m\ell. \end{cases}$$

VI.4.2. Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres.

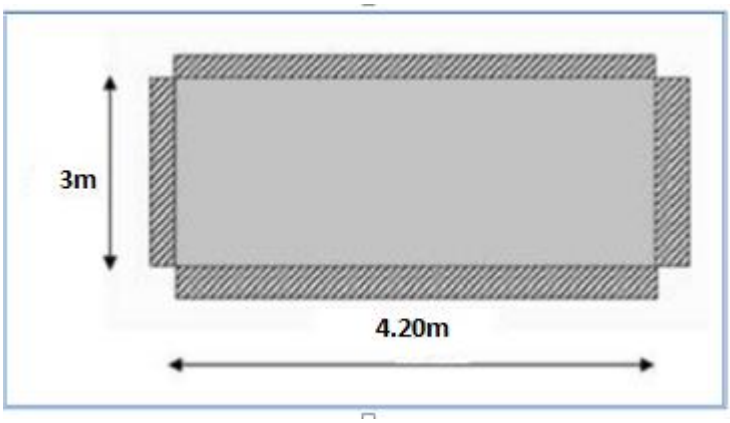


Figure.VI.7. Schéma des dimensions du voile périphérique.

ρ = 3/4.2=0.72 > 0.4 ⇒ dalle travaillant suivant les deux direction.

En utilisant la méthode forfaitaire des panneaux de rive, les moments en travée et en appui sont définis par les formules suivantes :

Tableau.VI.14.Détermination des moments par la méthode forfaitaire.

Direction	X	Y
Moment	Mx = μx×qu×ℓx²	My = μy×Mx
Travée	Mtx = 0,85Mx	Mty = 0,85My
appuis	Max1 = Max2 = -0,3 Mx	May1 = May2 = -0,3 My

Tableau.VI.15.Détermination des moments de voile périphérique.

Etat	ELU				ELS			
Position	X		Y		X		Y	
M(KN.m)	0,0368×187.58×(3)²= **62.12**		1×62.12= 62.12		0,0441×138.95×(3)²= 55.14		1×55.14= 55.14	
Direction	**travée**	**appuis**	**travée**	**appuis**	**travée**	**appuis**	**travée**	**appuis**
Moment	52.80	-18.63	52.80	-18.63	46.86	-14.58	46.86	-14.58

a. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU:

Tableau. V.16. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.

	sens	M	D(cm)	Acal	Amin	A calcul≥Amin	A choisi
Travée	X	52.80	17	11.8	1.70	c.v	8HA14=12.32
	Y	52.80	17	11.8	1.70	c.v	8HA14=12.32
Appuis	X	-18.63	17	3.9	1.70	c.v	6HA10=4.71
	Y	-18.63	17	3.9	1.70	c.v	6HA10=4.71

b. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.VI.17. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.

	sens	A_{ELU}	M_{ser}	σ_s	σ_b	σ_s'	vérification
travée	X	12.32	46.86	201.6	12.10	0	**c.v**
	Y	12.32	46.86	201.6	12.10	0	
appuis	X	4.71	-14.58	201.6	6.1	0	
	Y	4.71	-14.58	201.6	6.1	0	

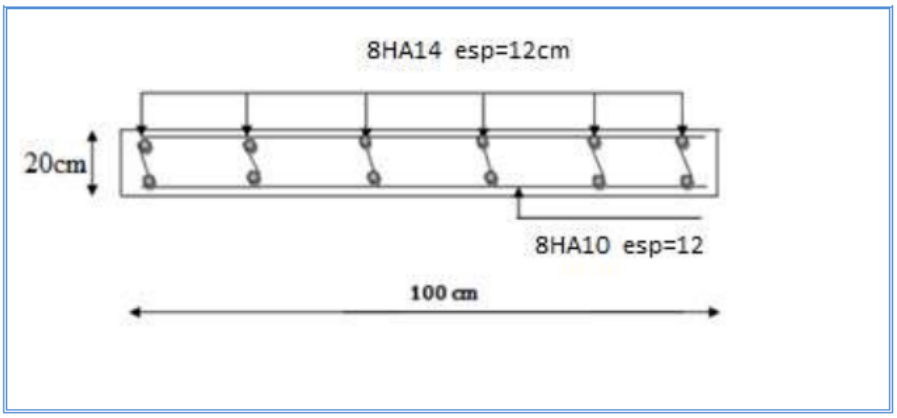


Figure.VI.8. Disposition de ferraillage du voile périphérique.

C. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Suivant X : Tx=$\frac{Qu*lx*ly}{2*lx*ly}$=78.94.

Suivant X : Ty=$\frac{Qu*lx*ly}{3*ly}$=93.79.

Et on vérifie pour les deux sens:

$\tau_u = \frac{Tmax}{b0*d}$=0.78≤ $\frac{0.07\ fc28}{\gamma b}$=1.16 …… condition vérifier .

VI.5. Les longrines :

VI.5.1. Introduction :

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

VI.5.2. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S2) et (S3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 × 30) cm².

On adopt: (b × h) = (30 ×30) cm².

VI.5.3. Sollicitations:

-Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F "

égale à :

$$\begin{cases} \text{Fult}=\frac{Nu}{a} \geq 20 \text{ KN} \\ \text{Fser}=\frac{Nser}{a} \geq 20 \text{ KN} \end{cases}$$

-N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : NU = 1370.45 KN ; Nser=999.47 KN

-α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

-Dans notre cas : α = 12 (Zone IIa ; Site S3).

$$\begin{cases} \text{Fu}=\frac{1370.45}{12}=114.20 \\ \text{Fser}=\frac{999.47}{12}=83.29 \end{cases}$$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité.
- 12: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

VI.5.4. Ferraillage :

a. Etat limite ultime :

-Les armatures longitudinales sont données par : $Au \geq \frac{Fu}{\sigma s}$

D'où Fu=114.20 alors Au=3.28 cm^2

b. Condition de non fragilité: (CBA 93)

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 : $A \geq \frac{B*ft28}{fe}$.

Alors : $A \geq \frac{30*30*2.1}{400} = 4.72\ cm^2$

c. Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\bar{\sigma}_s = \min[\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{n * ftj}] = 202$ MPa.

Avec : Fser=83.29.

$\bar{\sigma}_s = \frac{Fser}{A} = \frac{83.29*1000}{900} = 92.54 \leq 202$……condition vérifier.

d. Section minimale donnée par le RPA99 Version2003 :

$A_{RPA} \geq 0.6\ \%B$

Alors : $A \geq \frac{0.6*30*30}{100} = 5.4$

$A_{RPA} = 5.4\ cm^2$

e. Résultat :

A = Max [A_{ult}; Amin; ARPA] =Max [3.28 ;4.72 ;5.4]= 5.4cm^2

-On adopte: A = 6HA12 = 6.79 cm²

f. Armatures transversals :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montage destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA99 version 2003.

St =Min [20 cm; 15ϕ] =15cm.

- **Section:**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_1}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{mm}$$

On adopt: φ = 8 mm

$$At = 2\varphi 8 = 1.01\ cm^2$$

- **Espacement :**

St ≤ Min [20 cm; $15\varphi_1$] = Min [20 cm; 21cm]

On adopt: St = 15 cm.

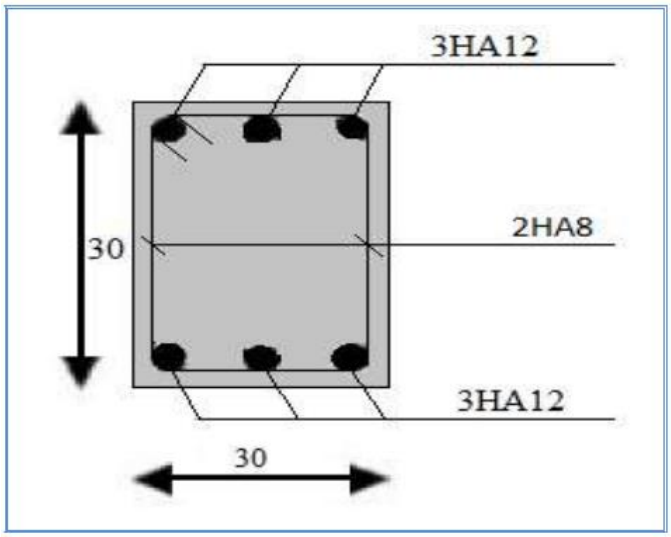


Figure.VI.9 Ferraillage de la longrine.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

Référence bibliographique

REGLEMENT :

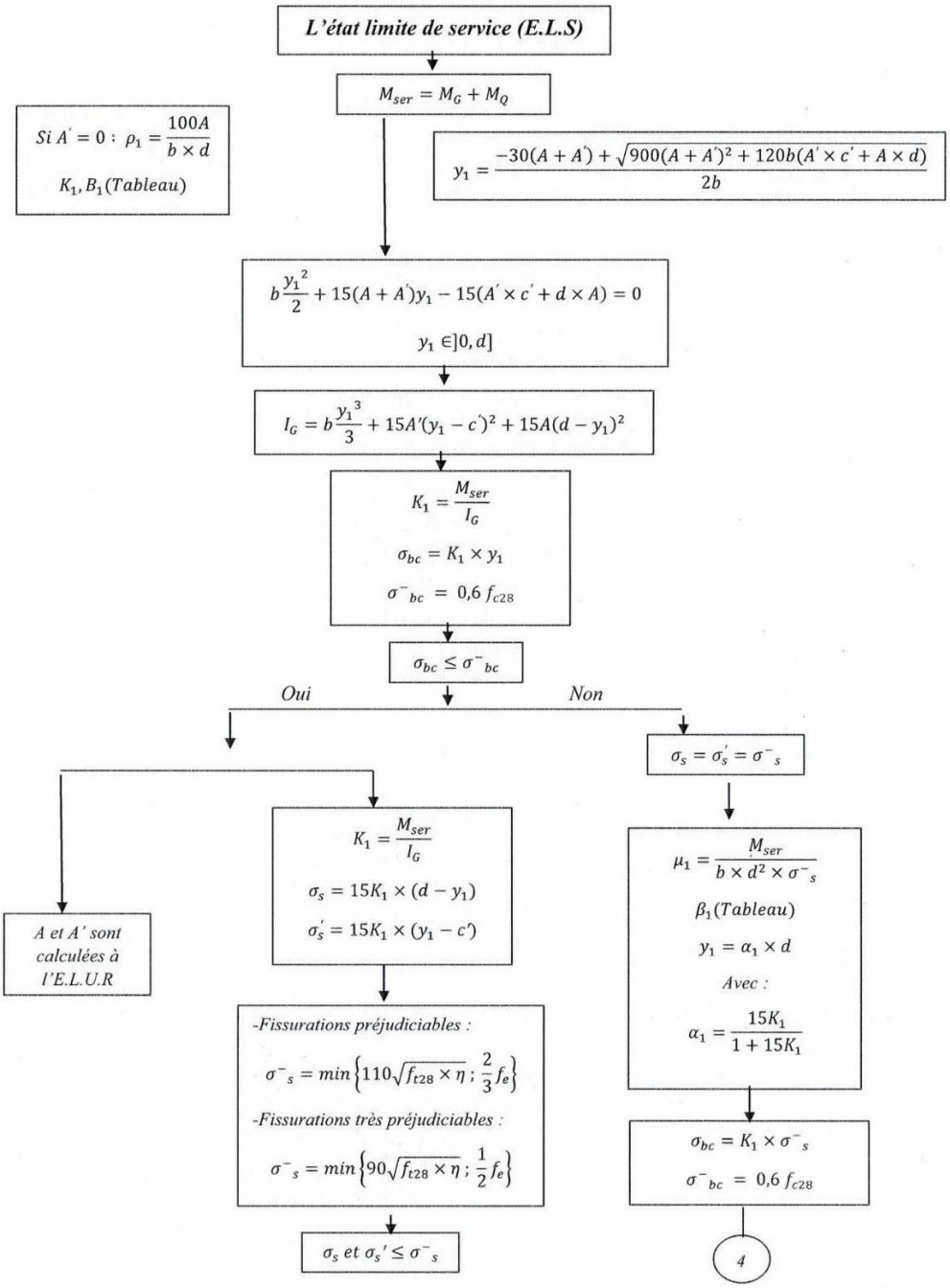
- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en BétonArméCBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2.
- DTR-BC 2.331 calculs des fondations superficielles.

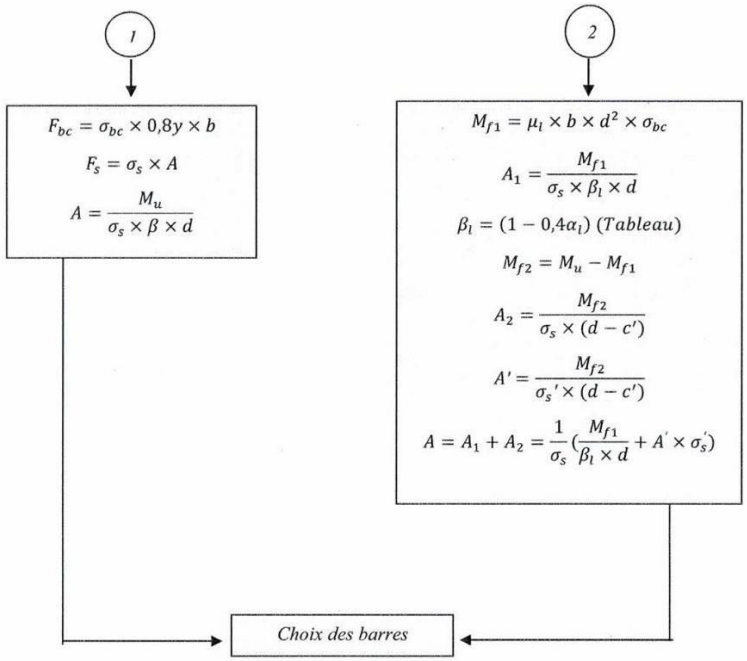
Cours :

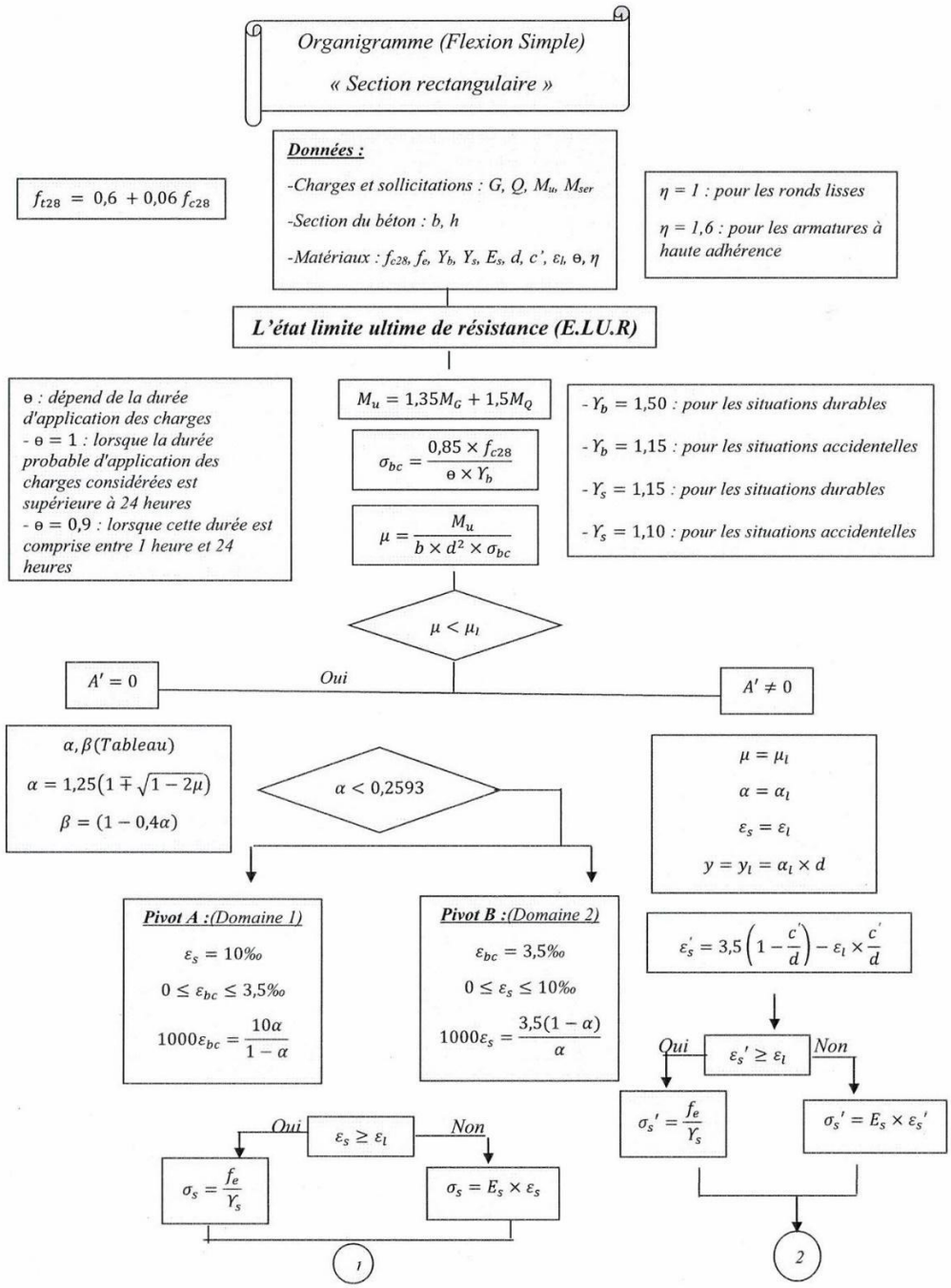
- Cour béton armée master 1 (Dr boukandakji).
- Cour béton armée master 2(Dr boukandakji).
- Cour béton armée master 1 (Dr kheladi).
- Cour béton armée master 2 (Dr kheladi).
- Mémoire années précédents (2016/1017).

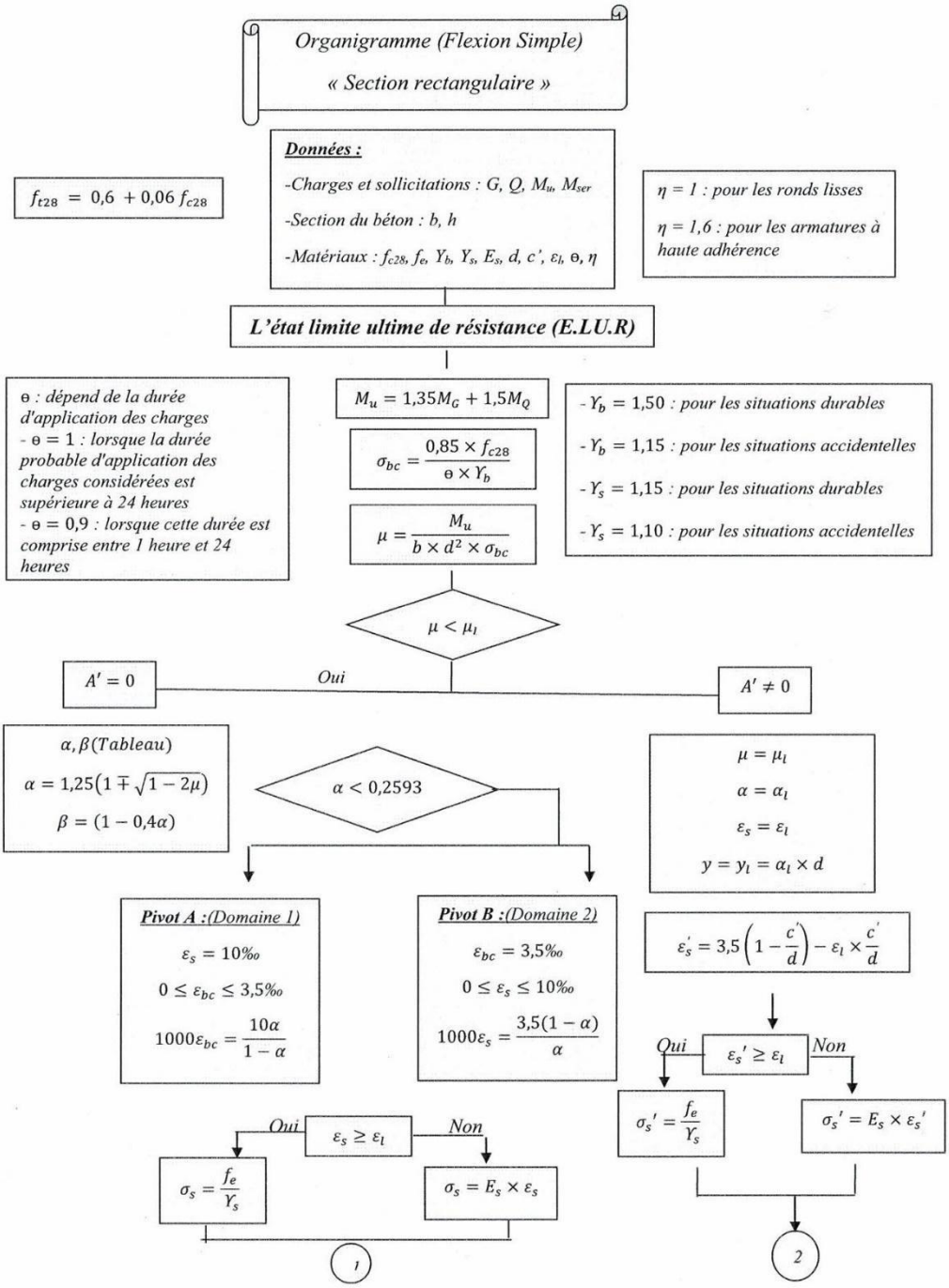
Outils informatiques :

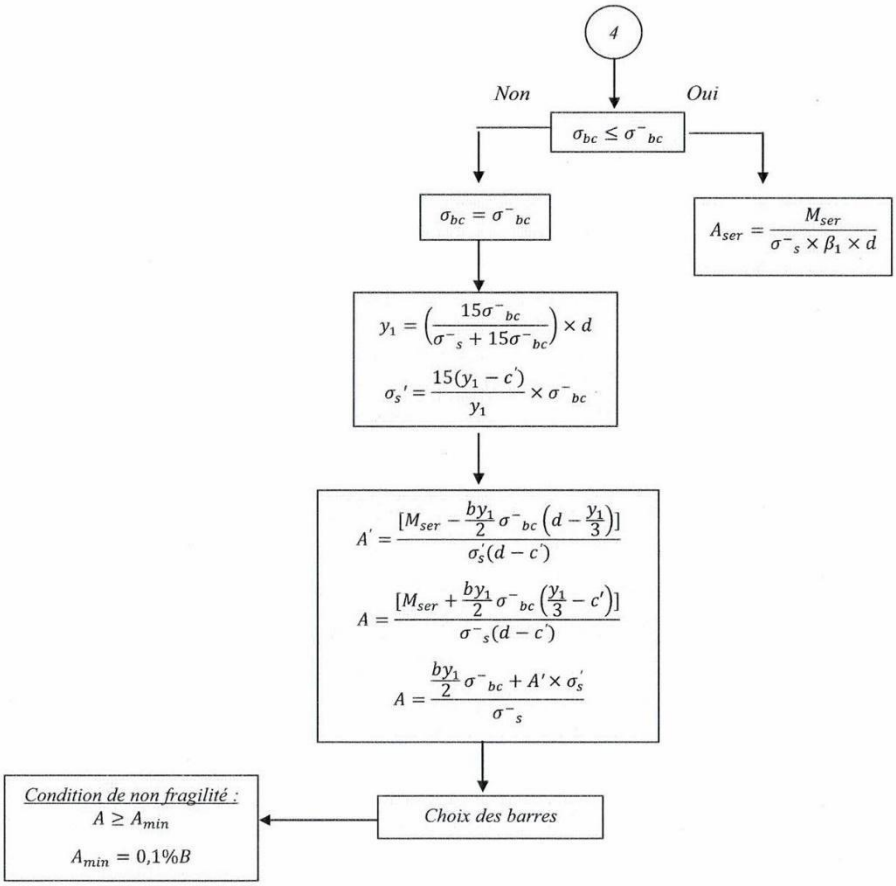
- Logiciel AUTOCAD 2010 (dessin).
- Logiciel d'analyse des structures Autodeskrio Robot expert 2010 (Feraillage).
- Logiciel sap2000.v.24.1
- Word 20013(traitement des textes). &Excel 2013 (calcul).


L'état limite de service (E.L.S)
$M_{ser} = M_G + M_Q$
$Si\ A' = 0 : \rho_1 = \frac{100A}{b \times d}$
$K_1, B_1(Tableau)$
$y_1 = \frac{-30(A+A') + \sqrt{900(A+A')^2 + 120b(A' \times c' + A \times d)}}{2b}$
$b\frac{{y_1}^2}{2} + 15(A+A')y_1 - 15(A' \times c' + d \times A) = 0$
$y_1 \in]0, d]$
$I_G = b\frac{{y_1}^3}{3} + 15A'(y_1 - c')^2 + 15A(d - y_1)^2$
$K_1 = \frac{M_{ser}}{I_G}$
$\sigma_{bc} = K_1 \times y_1$
$\sigma^-_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$
$\sigma_{bc} \leq \sigma^-_{bc}$
Oui
Non
A et A' sont calculées à l'E.L.U.R
$K_1 = \frac{M_{ser}}{I_G}$
$\sigma_s = 15K_1 \times (d - y_1)$
$\sigma_s' = 15K_1 \times (y_1 - c')$
-Fissurations préjudiciables :
$\sigma^-_s = min\left\{110\sqrt{f_{t28} \times \eta}\,;\, \frac{2}{3}f_e\right\}$
-Fissurations très préjudiciables :
$\sigma^-_s = min\left\{90\sqrt{f_{t28} \times \eta}\,;\, \frac{1}{2}f_e\right\}$
σ_s et $\sigma_s' \leq \sigma^-_s$
$\sigma_s = \sigma_s' = \sigma^-_s$
$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma^-_s}$
$\beta_1(Tableau)$
$y_1 = \alpha_1 \times d$
Avec :
$\alpha_1 = \frac{15K_1}{1 + 15K_1}$
$\sigma_{bc} = K_1 \times \sigma^-_s$
$\sigma^-_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$
4


1
$F_{bc} = \sigma_{bc} \times 0{,}8y \times b$
$F_s = \sigma_s \times A$
$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$
2
$M_{f1} = \mu_l \times b \times d^2 \times \sigma_{bc}$
$A_1 = \frac{M_{f1}}{\sigma_s \times \beta_l \times d}$
$\beta_l = (1 - 0{,}4\alpha_l)\ (Tableau)$
$M_{f2} = M_u - M_{f1}$
$A_2 = \frac{M_{f2}}{\sigma_s \times (d - c')}$
$A' = \frac{M_{f2}}{\sigma_s' \times (d - c')}$
$A = A_1 + A_2 = \frac{1}{\sigma_s}(\frac{M_{f1}}{\beta_l \times d} + A' \times \sigma_s')$
Choix des barres


Organigramme (Flexion Simple)
« Section rectangulaire »
Données :
-Charges et sollicitations : G, Q, M_u, M_{ser}
-Section du béton : b, h
-Matériaux : f_{c28}, f_e, Y_b, Y_s, E_s, d, c', ε_l, ϴ, η
$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{c28}$
$\eta = 1$: pour les ronds lisses
$\eta = 1{,}6$: pour les armatures à haute adhérence
L'état limite ultime de résistance (E.LU.R)
ϴ : dépend de la durée d'application des charges
- ϴ = 1 : lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures
- ϴ = 0,9 : lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures
$M_u = 1{,}35M_G + 1{,}5M_Q$
$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta \times Y_b}$
$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$
- $Y_b = 1{,}50$: pour les situations durables
- $Y_b = 1{,}15$: pour les situations accidentelles
- $Y_s = 1{,}15$: pour les situations durables
- $Y_s = 1{,}10$: pour les situations accidentelles
$\mu < \mu_l$
Oui
$A' = 0$
$A' \neq 0$
$\alpha, \beta(Tableau)$
$\alpha = 1{,}25(1 \mp \sqrt{1 - 2\mu})$
$\beta = (1 - 0{,}4\alpha)$
$\alpha < 0{,}2593$
$\mu = \mu_l$
$\alpha = \alpha_l$
$\varepsilon_s = \varepsilon_l$
$y = y_l = \alpha_l \times d$
Pivot A :(Domaine 1)
$\varepsilon_s = 10‰$
$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3{,}5‰$
$1000\varepsilon_{bc} = \frac{10\alpha}{1 - \alpha}$
Pivot B :(Domaine 2)
$\varepsilon_{bc} = 3{,}5‰$
$0 \leq \varepsilon_s \leq 10‰$
$1000\varepsilon_s = \frac{3{,}5(1 - \alpha)}{\alpha}$
$\varepsilon_s' = 3{,}5\left(1 - \frac{c'}{d}\right) - \varepsilon_l \times \frac{c'}{d}$
Oui
$\varepsilon_s' \geq \varepsilon_l$
Non
$\sigma_s' = \frac{f_e}{Y_s}$
$\sigma_s' = E_s \times \varepsilon_s'$
Oui
$\varepsilon_s \geq \varepsilon_l$
Non
$\sigma_s = \frac{f_e}{Y_s}$
$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$
1
2


Organigramme (Flexion Simple)
« Section rectangulaire »
Données :
-Charges et sollicitations : G, Q, M_u, M_{ser}
-Section du béton : b, h
-Matériaux : f_{c28}, f_e, Y_b, Y_s, E_s, d, c', ε_l, ϴ, η
$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{c28}$
$\eta = 1$: pour les ronds lisses
$\eta = 1{,}6$: pour les armatures à haute adhérence
L'état limite ultime de résistance (E.LU.R)
ϴ : dépend de la durée d'application des charges
- ϴ = 1 : lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures
- ϴ = 0,9 : lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures
$M_u = 1{,}35M_G + 1{,}5M_Q$
$\sigma_{bc} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta \times Y_b}$
$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$
- $Y_b = 1{,}50$: pour les situations durables
- $Y_b = 1{,}15$: pour les situations accidentelles
- $Y_s = 1{,}15$: pour les situations durables
- $Y_s = 1{,}10$: pour les situations accidentelles
$\mu < \mu_l$
Oui
$A' = 0$
$A' \neq 0$
$\alpha, \beta(Tableau)$
$\alpha = 1{,}25\left(1 \mp \sqrt{1 - 2\mu}\right)$
$\beta = (1 - 0{,}4\alpha)$
$\alpha < 0{,}2593$
$\mu = \mu_l$
$\alpha = \alpha_l$
$\varepsilon_s = \varepsilon_l$
$y = y_l = \alpha_l \times d$
Pivot A :(Domaine 1)
$\varepsilon_s = 10‰$
$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3{,}5‰$
$1000\varepsilon_{bc} = \frac{10\alpha}{1 - \alpha}$
Pivot B :(Domaine 2)
$\varepsilon_{bc} = 3{,}5‰$
$0 \leq \varepsilon_s \leq 10‰$
$1000\varepsilon_s = \frac{3{,}5(1 - \alpha)}{\alpha}$
$\varepsilon_s' = 3{,}5\left(1 - \frac{c'}{d}\right) - \varepsilon_l \times \frac{c'}{d}$
Oui
$\varepsilon_s' \geq \varepsilon_l$
Non
$\sigma_s' = \frac{f_e}{Y_s}$
$\sigma_s' = E_s \times \varepsilon_s'$
Oui
$\varepsilon_s \geq \varepsilon_l$
Non
$\sigma_s = \frac{f_e}{Y_s}$
$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$
1
2


4
Non
Oui
$\sigma_{bc} \leq \sigma^{-}_{bc}$
$\sigma_{bc} = \sigma^{-}_{bc}$
$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma^{-}_{s} \times \beta_1 \times d}$
$y_1 = \left(\frac{15\sigma^{-}_{bc}}{\sigma^{-}_{s} + 15\sigma^{-}_{bc}}\right) \times d$
$\sigma_s{}' = \frac{15(y_1 - c')}{y_1} \times \sigma^{-}_{bc}$
$A' = \frac{[M_{ser} - \frac{by_1}{2}\sigma^{-}_{bc}\left(d - \frac{y_1}{3}\right)]}{\sigma'_s(d - c')}$
$A = \frac{[M_{ser} + \frac{by_1}{2}\sigma^{-}_{bc}\left(\frac{y_1}{3} - c'\right)]}{\sigma^{-}_{s}(d - c')}$
$A = \frac{\frac{by_1}{2}\sigma^{-}_{bc} + A' \times \sigma'_s}{\sigma^{-}_{s}}$
Choix des barres
Condition de non fragilité :
$A \geq A_{min}$
$A_{min} = 0{,}1\%B$