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

Thème

Etude d'un batiment à usage d'habitation en Sous-Sol + RDC + 5 Etages contreventé par des voiles en béton armé

Etudié par :

BENTEGRI Nadia

METIDJI Imene

Encadré par :

Dr. SAFIDDINE Salim

Promotion Juin 2019

ملخص

هذا المشروع يهدف إلي دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة، ذات استعمال سكني، تتألف من الطابق السفلي خمسة طوابق بالإضافة إلي الطابق الأرضي. تقع هذه البناية في ولاية تيبازة وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة هيكل مقاومة مختلط (عارضات وأعمدة + جدران خرسانية مسلحة).

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر **RPA99 ; CBA93**

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا علي تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج **S.A.P 2000 V21**

أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة.

الكلمات المفتاحية: الهيكل ، الخرسانة المسلحة ، التعزيز ، الدراسة الزلزالية.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation en Sous-sol + RDC + 5 Etages qui sera implanté à la wilaya de Tipaza, classée selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone III).

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 (CAB 93 et RPA 99)

L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel SAP 2000 V21. Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol.

Mots clés : structure, béton armé, ferraillage, étude sismique.

Abstract

This project consists in studying a building with use of dwelling. Including: Under-floor + first floor + 5 floors. Which will be established in Tipaza, classified according to the RPA 99 version 2003 like a zone of high seismicity (zone III).

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a basing system of wind-bracing (frames + walls).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulation (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.

Key words: structure, reinforced concrete, reinforcement, seismic study.

REMERCIEMENT

Tout d'abord, nous remercions Dieu pour nous avoir guidés vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce travail.

Nous tenons à remercier vivement nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices, et tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage.

Nous remercions en particulier notre Promoteur Mr. SAFIDDINE Salim pour l'encadrement et pour son aide et ses orientations précieuses afin de mener notre travail à bon port.

Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner ce travail.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leurs soutiens et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce mémoire trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

dédicace

A mon très cher père

Mon très cher père :Tout l'encre du monde ne pourrait suffire pour exprimer mes sentiments envers un être très cher. Vous avez toujours été mon école de patience, de confiance et surtout d'espoir et d'amour. Vous êtes et vous resterez pour moi ma référence, la lumière qui illumine mon chemin.

A ma très chère mère

Ma très chère mère : j'aimerai toujours te remercier pour tous ce que tu as fais jusqu'à notre jours là pour assurer l'éducation et la formation de tous tes enfant .Je me rappel vraiment de tous tes efforts avec moi dès mon jeune âge.

A mon mari

Je ne saurais exprimer ma profonde reconnaissance pour le soutien continu dont tu as toujours fait preuve. Tu m'as toujours encouragé, incité à faire de mon mieux, ton soutien m'a permis de réaliser le rêve tant attendu.

A mon frère, et mes sœurs et tous mes amis.

A tous les membres de ma promotion 2019.

A tous mes enseignants depuis mes premières années d'études.

NADIA

dédicace

A la fin de ma formation, je tiens à dédier ce modeste travail

A mes très chers parents. Aucune dédicace, aucun mot ne pourrait exprimer à leur juste valeur la gratitude et l'amour que je vous porte. Je mets entre vos mains, le fruit de longues années d'études, de longs mois de distance de votre amour de votre tendresse, de longs jours d'apprentissage. Votre soutien et votre encouragement m'ont toujours donné de la force pour persévérer et pour prospérer dans la vie. Chaque ligne de cette thèse chaque mot et chaque lettre vous exprime la reconnaissance, le respect, l'estime et le merci d'être mes parents.

A tout les membres de ma famille METIDJI ET BOUMENIIR.

A tous les membres de ma promotion 2019.

A tous mes enseignants depuis mes premières années d'études.

A tous mes amis sans exception.

IMENE

Table des matiére

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION …… ……. 09
I.2 Destination et situation…….……. …….. 09
I.3 Caractéristique géométriques de l'ouvrage……..…… 09
a) Dimensions en plan…….. 09
b) Dimensions en élévation…….. ……..... 10
I.4 Conception de la structure…….…….. 10
I.4.1. Ossature de l'ouvrage……..... 10
I.4.2. Planchers……...……. 10
I.4.3. Maçonnerie ……..……. 10
I.4.4. L'acrotère …….. 10
I.4.5. Escalier……..…….. 11
I.5 Caractéristique mécaniques des matériaux……. 11
I.5.1 Béton …… 11
I.5.2 Ciment…… 11
I.5.3 Granulats……... 11
1.5.3 Béton armé…… 11
1.5.4 Acier…….. 13
I.6 Principe de calcul du CBA 93 ……. 14
- Etat limite ultime…….. 14
- Etat limite de service……. 14

II. PREDIMENSIONEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction……..... 15
II.2. Prédimensionnement des planchers …….. 15
- Plancher à corps creux …….. 15
- Les dalles pleines…… 16
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations …….. 16
II.3.1 Charges permanentes…… 17
- Plancher corps creux …… 17
- Dalle pleine…… 18
- Maçonnerie……. 18
II.3.2 Surcharges d'exploitations (Q)……. 19
II.4. Pré dimensionnement des poutres…… 19
II.5. Pré dimensionnement des poteaux ……...…….. 21
II.5.1. Dimensions des poteaux …… 21
a) Calcul de la longueur de flambement L_f …… 21

b) Calcul de l'effort Nu ……..... 22
II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité……..... 22
II.5.3. Charge d'exploitation……. 23
II.6. Les voiles……..... 24

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES 27

III.1. Acrotère…….. 28

III.2. Plancher à corps creux…… 28

III.2.1. Les poutrelles ……..... 28
- Avant coulage…… 28
- Après coulage……..... 30
a) Calcul du ferraillage ……. 31
b) Vérification à ELS ……..... 31
c) Vérification des contraintes de cisaillement à ELU…….. 31
d) Vérification de la flèche …… 32

III.2.2. Dalle de compression ……. 33

III.3. Dalle pleine…….…..... 33
a) Pré dimensionnement…….. 34
b) Calcul de la dalle…….. 35
c) Calcul du ferraillage…….…… 35
d) Vérification à l'E.L.S……. 36
e) Vérification au cisaillement…….. 36
f) Vérification préliminaire de la flèche…….. 36

III.4. Escaliers…….. 36
a) Prédimensionnement……. 37
b) Evaluation des charges et surcharges……. 39
c) Ferraillage des escaliers à l'ELU…… 40
d) Vérification à l'ELS…….. 41
e) Vérification de la flèche ……. 41

III.5. Calcul de la poutre palière..... 41
a) Pré dimensionnement …… 42
b) Evaluation des charges ……... 42
c) Calcul des efforts internes……. 43
d) Ferraillage de la poutre palière …… 44
e) Vérification de la flèche ……

IV. ETUDE DYNAMIQUE ETUDE DYNAMIQUE 45
IV.1. INTRODUCTION……. 45
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure …….. 45
IV.2.1. Centre de masse…… 45
IV.2.2. Centre de torsion…….. 46

. IV.2.3. Excentricité…… 46
IV.3. Choix d la méthode dz calcul…… 46
IV.3.1. Introduction…… 46
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale…….. 50
IV.3.3. Analyse modale…….. 50
A. Comportement modal……..…….. 51
B. Participation massique (dissipation d'énergie)……. 51
IV.3.4. Analyse statique et dynamique……. 51
A. Stabilité de la structure……. 51
a) Vérification du résultant des forces sismiques……. 52
b) Vérification de la stabilité au renversement……. 52
c) Distribution des forces sismiques selon la hauteur…….. 53
d) Vérification des déplacements inter-étage……... 54
e) Vérification de l'effet P-Δ…… 55
B. Résistance des éléments……... 55
a) Vérification de cisaillement des éléments…….. 55
- Les poutres……. 56
- Les poteaux…… 56
- Les voiles……... 57
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux…….

V. FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX 59
V.1 Introduction …….. 59
V.2 Ferraillage des poutres…….…….. 59
V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres …….. 60
a) Vérification des contraintes à l'ELS…….. 61
b) Vérification de la flèche …… 62
c) Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……. 62
V.2.2 Ferraillage transversal des poutres……. 63
V.3 Ferraillage des poteaux……. 63
V.3.1 Armatures longitudinales …….…….. 63
a) Recommandations selon les règlements…….. 63
b) Sollicitations extrêmes pour le ferraillage ……... 65
c) Vérification des contraintes à l'ELS…… 66
V.3.2 Armatures transversales…….……. 67
V.4 Ferraillage des voiles …… 67
V.4.1. Ferraillage des trumeaux ……. 68
V.4.2. Ferraillage des trumeaux du voile plein …… 68
a) Vérification des contraintes à l'ELS…… 69
b) Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou ACC…… 69
c) Armatures horizontales …… 70
d) Armatures transversales …….. 70
V.4.2 Ferraillage des linteaux…….. 71
A. En flexion simple……. 71
a) Aciers longitudinaux …… 71

b) Aciers transversaux …… 71
B. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression …… 71
a) Aciers diagonales …….. 71
b) Armatures longitudinales……... 71
c) Armatures transversales……. 71
d) Armatures de peau…….

CHAPITRE VI : CLACUL DES FONDATIONS

73
VI.1 Introduction…… 73
VI.2 Types des fondations …… 73
VI.3 Caractéristiques du sol…… 74
VI.4 Choix du type de fondations……. 74
VI.4.1 Semelle isolée sous poteau …….. 74
VI.4.2 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux ……. 74
A. Transversalement…….. 75
B. Longitudinalement……. 75
a) Vérifications des contraintes des semelles filantes …… 75
b) Vérifications des contraintes des semelles filantes …… 76
VI.5.Ferraillage…….. 76
a) Armatures principales …….. 76
b) Ferraillage Armatures de répartition …… 76
VI.6. Poutre de libage …….. 76
a) Dimensionnement ……. 77
b) calcule des moments ……. 77
c) Armatures longitudinales……. 77
d) Vérification des contraintes à l'ELS :……. 77
e) Armatures de peau …….. 77
f) Armatures transversales ……..
CONCLUSION GENERALE

Table des figures

Figure I.1 **:** Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié…… 9
Figure II.1: dimensionnement de plancher à corps……. 15
Figure II.2: Dimensions du corps……... 16
Figure II.3: Dimensionnement de la poutre…… 20
Figure II.4 : Section réduite du poteau…….. 22
Figure II.5**:** Représentation du poteau le plus sollicité…..... 23
Figure II.6: Les coupes des voiles…….. 26
Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent……. 27
Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère……..... 27
Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées……. 29
Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU……..…… 29
Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU ……. 29
Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS……. 29
Figure III.7 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles……. 30
Figure III.8 : Ferraillage des poutrelles ……..…… 32
Figure III.9: Disposition des armatures de la dalle de compression……..……. 33
Figure III.10 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine……... 33
Figure III.11 : schéma statique de l'escalier……..... 36
Figure III.12 : Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier…….. 39
Figure III.13 : Diagrammes des efforts internes……. 39
Figure III.14: Schéma statique équivalent de la poutre palière……..... 41
Figure III.15: Efforts internes dans la poutre palière ……..…..43 42
Figure V.1: ferraillage des poutres principales…… 62
Figure V.2 : ferraillage des poutres secondaires……. 62
Figure V.3 **:** Ferraillage des poteaux des étages 4ème ,5ème et 3eme, 2eme étages…….... 66
Figure V.4 **:** Ferraillage des poteaux des étages de RDC, 1^{ere} étage et SS……..... 67

Table des tableaux

Tableau I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……... 13

Tableau II.1:Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (corps creux)..... 17
Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (corps creux)…….. 17
Tableau II.3:Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine)……... 18
Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (dalle pleine)..... 18
Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison…… 19
Tableau II.6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison…… 19
Tableau II.7 : Charges d'exploitations……... 19
Tableau II.8 : Pré dimensionnement des poutres..... 20
Tableau II.9 : Prédimensionnement des poteaux……..... 21
Tableau II.10 : Détermination de la longueur de flambement…… 22
Tableau II.11 : Calcul de L'effort normal admissible $\overline{N}_u$…… 23
Tableau II.12 **:** Calcul du poids de chaque niveau…… 23
Tableau II.13 **:** Calcul de la charge d'exploitation de chaque niveau……. 24
Tableau II.14 : Vérifications du 1,1 $N_u \leq \overline{N}_u$ ……..... 25
Tableau II.15 : Vérifications de coffrage des poteaux……..... 25
Tableau II.16 : Vérifications selon RPA2003 zone nodale……..…… 25

Tableau.III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté…… 27
Tableau III.2 : Les moments maximums aux appuis et en travées…… 30
Tableau III.3 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée……. 31
Tableau III.4 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS……... 31
Tableau III.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU……... 31
Tableau III.6 : Vérification de la flèche……..... 32
Tableau III.7 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine……. 34
Tableau III.8 : les résultats du travail externe……. 34
Tableau III.9 : Les résultats du travail interne……..... 34
Tableau III.10 : Les moments à ELU et à ELS……..... 35
Tableau III.11 : Calcul du ferraillage de la dalle pleine……..... 35
Tableau III.12: Vérification des contraintes à l'E.L.S…… 35
Tableau III.13: Vérification de la contrainte de cisaillement……. 36
Tableau III.14: Vérification préliminaire de la flèche……... 36
Tableau III.15 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier…….. 37
Tableau III.16: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier…….. 38
Tableau III.17: les Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier……... 38
Tableau III.18 : les Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier…….. 39
Tableau III.19 : Calcul des sections d'acier de l'escalier…… 40
Tableau III.20 : Vérification de la contrainte tangentielle…… 40
Tableau III.21 : Vérification des contraintes à l'E.L.S…….. 40
Tableau III.22 : Vérification de la flèche de l'escalier…….…….. 41
Tableau III.23 : le Prédimensionnement de la poutre palière……..

Tableau III.24 : Ferraillage de la poutre palière……. 42
Tableau III.25 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière…… 43
Tableau III.26 : Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière……. 43
Tableau III.27 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière……. 43
Tableau III.28: Vérification préliminaire de la flèche de la poutre palière……... 44
44
Tableau VI.1 **:** Centre de masse et centre de torsion……..
Tableau VI.2 : Excentricité suivant les deux directions……. 46
Tableau VI.3 **:** Distribution des sollicitations suivant X…… 47
Tableau VI.4 **:** Distribution des sollicitations suivant Y…… 48
Tableau VI.5 **:** Le facteur de qualité Q……... 49
Tableau VI.6 : Le Comportement des trois premiers modes……. 49
Tableau VI.7 : La Dissipation d'énergie de la structure……. 50
Tableau VI.8 **:** Les valeurs de la force sismique……..…… 51
Tableau VI.9 **:** La Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……. 52
Tableau VI.10 **:** Les Valeurs des moments de stabilité et de renversement……..... 52
Tableau VI.11 : La Vérification des déplacements inter-étage suivant X……. 53
Tableau VI.12 **:** La Vérification des déplacements inter-étage suivant Y……. 54
Tableau VI.13 **:** Vérification de l'effet P-Δ……..……... 54
Tableau VI.14 **:** Vérification de cisaillement des poutres…….……. 55
Tableau VI.15 **:** Vérification de cisaillement des poteaux suivant x……..... 55
Tableau VI.16 **:** Vérification de cisaillement des poteaux suivant y…… 56
Tableau VI.17 **:** Vérification de cisaillement des voiles…… 56
Tableau VI.18 **:** Vérification de l'effort normal réduit suivant x……... 57
Tableau VI.19 **:** Vérification de l'effort normal réduit suivant y……... 57
Tableau VI.20 **:** Dimensions finales des éléments……. 58
58
Tableau V.1 : Les données de calcul……..
Tableau V.2 : La section calculée d'armatures des poutres……...…… 59
Tableau V.3 : La section choisie d'armatures des poutres…….…… 60
Tableau V.4 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. ……... 60
Tableau V.5 : Vérification de section d'armatures…….…… 60
Tableau V.6 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres…….…….. 61
Tableau V.7 : Vérification de la flèche……... 61
Tableau V.8 : Vérification des contraintes de cisaillement…….……... 61
Tableau V.9 : La section d'armatures transversales…….. 62
Tableau V.10 : La section d'armatures des poteaux……..... 62
Tableau V.11 : Vérification des contraintes à l'ELS…….. 64
Tableau V.12 **:** La section d'armatures transversales des poteaux……. 65
Tableau V.13 La section calculée d'armatures verticales du voile…… 66
Tableau V.14 La section choisie d'armatures verticales du voile plein……..... 68
Tableau V.15 Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y)…… 68
Tableau V.16 Vérification des contraintes de cisaillement des voiles……..... 69
Tableau V.17 La section d'armatures horizontales des voiles…… 69
Tableau V.18 Choix de la méthode de calcul de linteaux…….. 70
Tableau V.19 La section d'armatures des linteaux…… 70
Tableau V.20 La section calculée d'armatures des linteaux…….. 72
72
Tableau VI.1 **:** Dimensionnement des semelles filantes sous voiles à l'ELS…….

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux à l'ELS…….. 75
Tableau.VI.3 : vérifications des contraintes des semelles filantes……. 75
Tableau.VI.4 **:** Armatures principales des semelles filantes sous voile…….. 75
Tableau.VI.5 **:** Armatures principales des semelles filantes sous poteaux……..... 76
Tableau.VI.6 **:** Armatures de répartition de la semelle filante…… 76
Tableau.VI.8 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…… 76
Tableau.VI.9 **:** Détermination des moments de la poutre de libage……... 76
Tableau.VI.10 **:** Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU……... 76
Tableau.VI.11 **:** Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage …….. 76
Tableau.VI.12 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…… 76
76

Abréviations et notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
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.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

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

Minuscules grecques :

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

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION GENERALE

La conception parasismique d'une structure est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements. En revanche, il ne faut pas oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

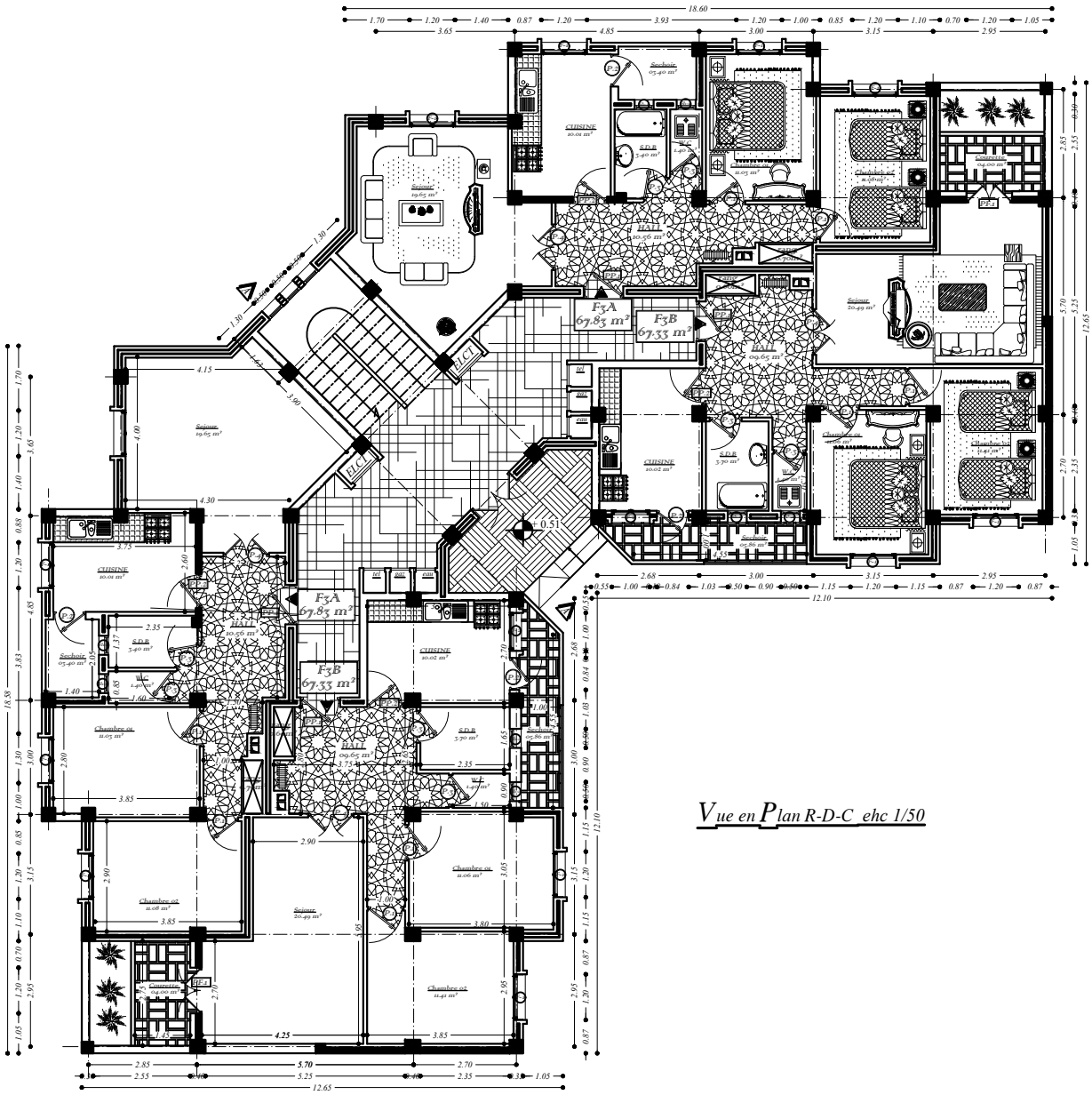
Cependant, la résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Néanmoins, le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

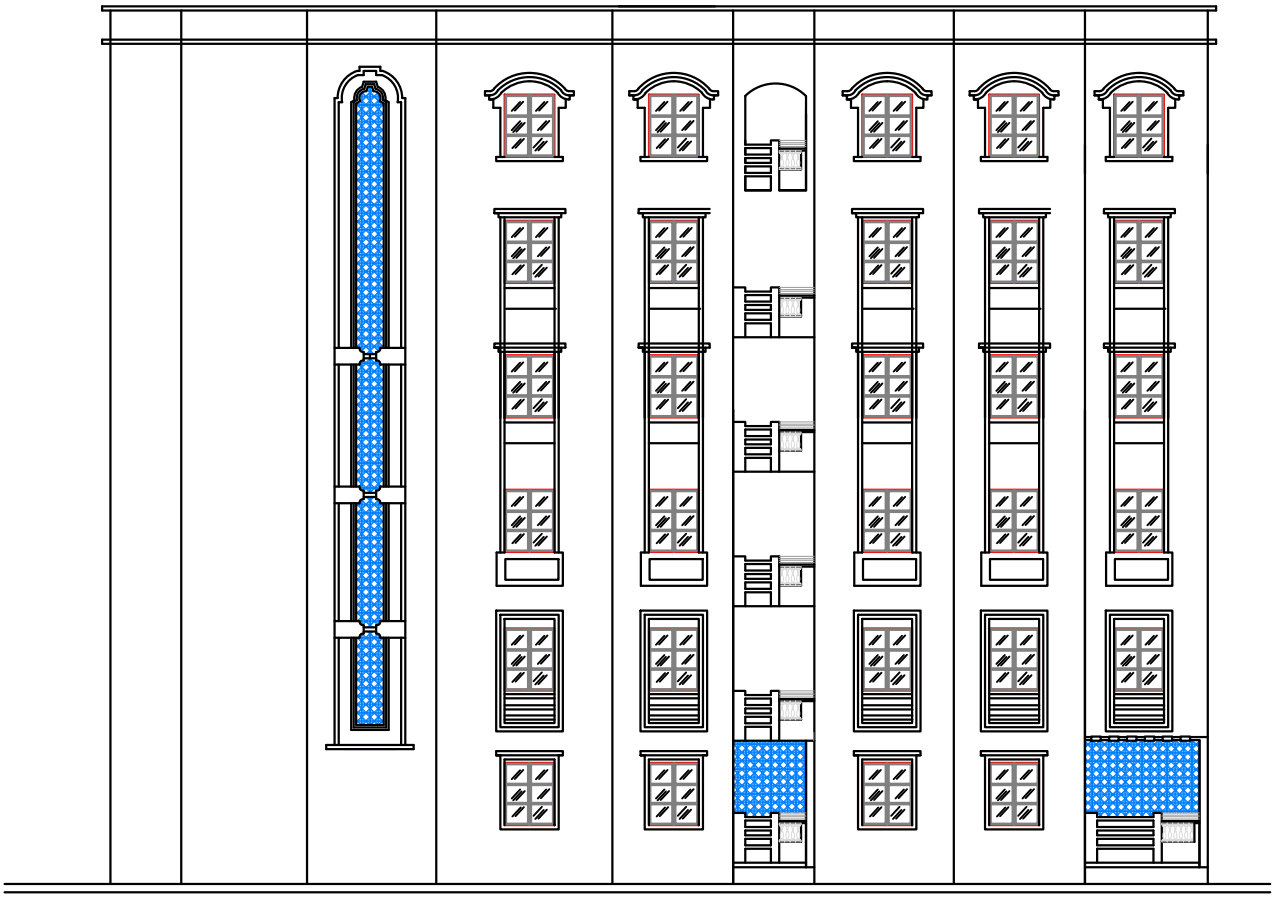
A cet effet, notre travail consiste à étudier un bâtiment en RDC+5+Sous-sol, implanté à Tipaza qui fait partie des zones de forte sismicité (zone III). Le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

- Le premier chapitre est dédié à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre est consacré à la détermination des actions verticales affectant la structure et le prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
- Le troisième chapitre est dédié au calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalles pleines).
- Le quatrième chapitre consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- Le cinquième chapitre s'attache au calcul du ferraillage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).
- Le sixième chapitre est consacré au calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).

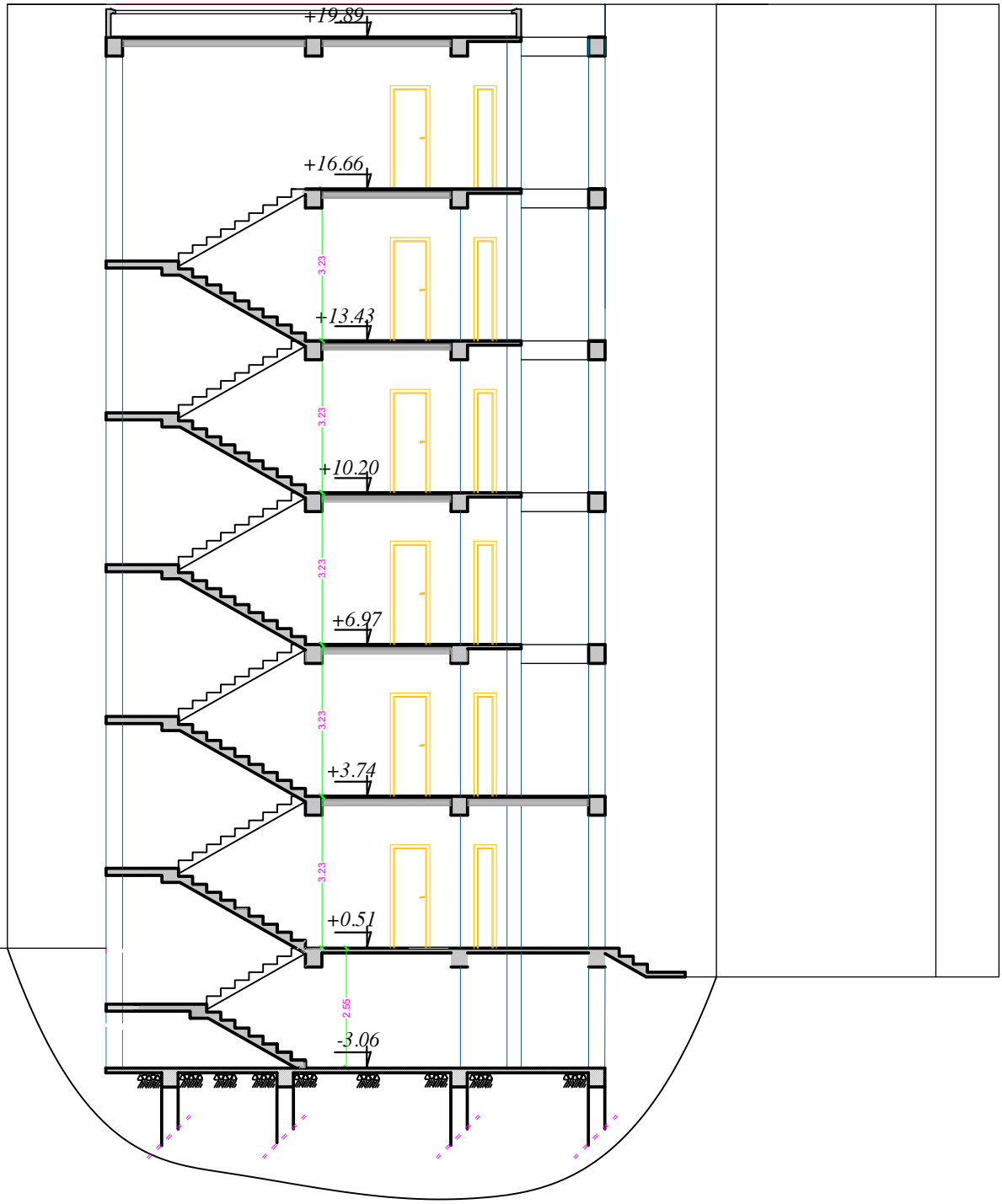
A la fin, nous clôturons ce travail par une conclusion générale.



Vue en Plan R-D-C ehc 1/50



Façade Principale *ech 1/50*



Coupe A - A ech 1/100

CHAPITRE I
PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé ou en charpente métallique est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. A cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2 Destination et situation

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales OULED KHIAR consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation. Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : Un sous sol + Un rez-de-chaussée (RDC) + Cinq étages. Il sera implanté à Tipaza, classée comme une zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2], ainsi qu'au RPA99 [1].

I.3 Caractéristique géométriques de l'ouvrage

a) Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1.

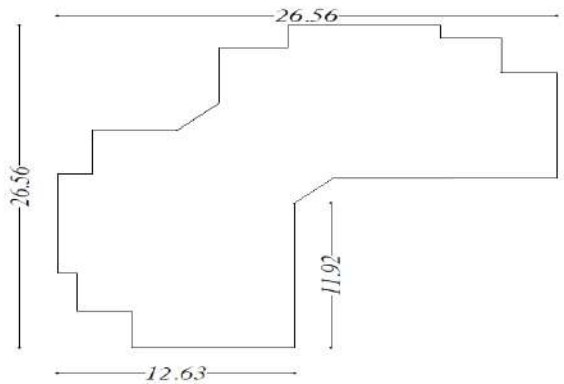


Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié.

b) Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur du sous sol : **2,55 m**
- Hauteur de RDC et des étages courants : **3,23 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **19,38 m**

I.4 Conception de la structure

I.4.1 Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11 m, alors les RPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2 Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.4.3 Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4 L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10cm d'épaisseur.

I.4.5 Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit avec palier intermédiaire.

I.5 Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93 [2].

I.5.1 Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

I.5.2 Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3 Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4 Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

A. **Résistance du béton**

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

a) Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16 cm et H = 32 cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

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

b) Résistance caractéristique à la traction

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

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\,f_{cj} \qquad \text{Avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

B. **Coefficient de Poisson (υ)**

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a/a}{\Delta_l/l} \qquad \text{(I.4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"). Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

a) Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} MPa \qquad \text{(I.6)}$$

1.5.5 Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.2.

Tableau I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

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

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6 Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

- **Etat limite ultime** (ELU) basé sur :
  1- Equilibre statique ;
  2- L'ouverture des fissures ;
  3- La stabilité de forme.
- **Etat limite de service** (ELS) basé sur :
  1- La compression du béton ;
  2- L'ouverture des fissures ;
  3- La déformation.

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- La résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2,1 MPa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.
- Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : HA « fe = 400MPa »
  - Transversales : RL « fe=235 MPa » (si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « fe = 500MPa ».

CHAPITRE II

PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les 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 des planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

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

- **Plancher à corps creux**

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes:

- ➢ $L/25 \geq h_t \geq L/20$
- ➢ $h_t \geq L/22,5$

Avec : L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre axe.

Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4,85 m.

- ➢ $485/25 \geq h_t \geq 485/20 \Rightarrow 19,4 \text{ cm} \geq h_t \geq 24,25 \text{ cm}$.
- ➢ $h_t \geq 485/22,5 \Rightarrow h_t \geq 22,5$ cm.

On choisit : h_t = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4) représentées schématiquement sur la figure II.1 et figure II.2.

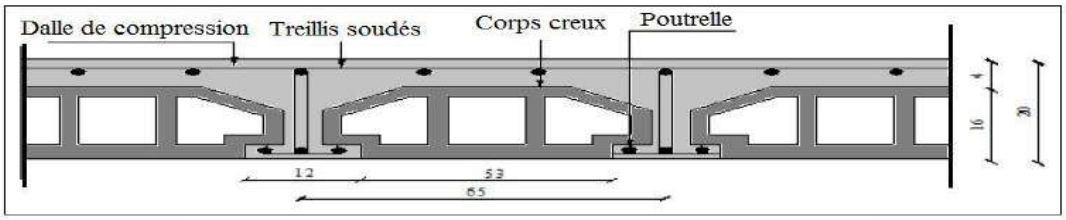


Figure II.1: dimensionnement de plancher à corps

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

- $h_t \geq 16cm$

D'où on a : 20 cm > 16cm (condition vérifiée).

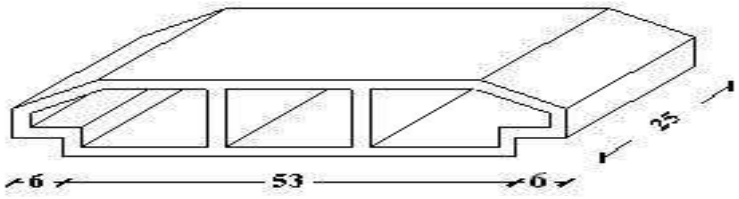


Figure II.2: Dimensions du corps

- **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 : $(Lx/45) \leq e_p \leq (L\ x\ /40)$
- dalle reposant sur deux appuis : $(Lx / 35) \leq e_p \leq (Lx / 30)$

Où e_p : épaisseur de la dalle.

- **Sécurité contre l'incendie [2]**

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

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

- **Condition d'isolation acoustique [2]**

$e_p \geq 15cm$.

- Critère de résistance $400/45 \leq ep \leq 400/40 \rightarrow 8{,}88 \leq ep \leq 10$
- La sécurité contre l'incendie : $e_p = 11cm$
- Condition d'isolation acoustique : $e_p = 15cm$

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

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

Pour l'évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations, on adopte les valeurs donnée par le DTR charges et surcharges [3].

II.3.1. Charges permanentes

- **Plancher corps creux**

L'évaluation de la charge permanente du plancher terrasse et plancher courant en corps creux est donnée par le tableau II.1 et tableau II.2.

Tableau II.1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,05	1,00
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,14	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de ciment	0,02	0,36
		G	**6,76**

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

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,04
2	Mortier de pose	0,03	0,40
3	Plancher corps creux	(16+4)	2,80
4	Enduit de plâtre	0,02	0,20
5	Les murs simples cloison	0,10	1,62
		G	**5,42**

- **Dalle pleine**

L'évaluation de la charge permanente du plancher terrasse et plancher courant en dalle pleine est donnée par le tableau II.3 et tableau II.4.

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,05	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier Kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Dalle pleine	0,15	3,75
9	Enduit de ciment	0,02	0,36
		G	**7,71**

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (dalle pleine)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,04	0,40
3	Dalle pleine	0,15	3,75
4	Enduit de ciment	0,02	0,36
5	Mur simple cloison	0,10	1,62
		G	**6,57**

- **Maçonnerie**

L'évaluation de la charge permanente des murs en simple cloison et double cloison donnée par le tableau II.5 et tableau II.6

Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
2	Enduit en ciment	0,02	18	2 x 0,36
3	Brique creuse	0,10	9	0,90
			G	**1,62**

Tableau II.6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
2	Enduit en ciment	0,02	18	2 x 0,36
3	Brique creuse	0,10	9	2 x 0,90
4	Lame d'aire	0,10	-	-
			G	**2,52**

II.3.2. Surcharges d'exploitations (Q)

Les valeurs de surcharges d'exploitations On les trouve dans le tableau II.7.

Tableau II.7 : Charges d'exploitations

№	Usage	Q (KN/m^3)
Terrasse	Terrasse inaccessible	1
RDC + Etages courants	Habitation	1,5
Sous-sol	Cave	2,5

II.4. Pré dimensionnement des poutres

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

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux (représentées sur la figure II.3) chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles de CBA 93 [2].

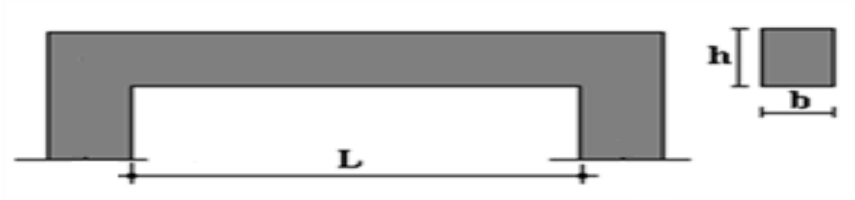


Figure II.3: Dimensionnement de la poutre

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

- $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$
- $0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$

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

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

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20$ cm [1]
- $h/b \leq 4$
- $b\ max \leq 1{,}5+b1$

Les dimensions des poutres sont résumées dans le tableau II.8.

Tableau II.8 : Pré dimensionnement des poutres

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistance	L=540 cm ⇒ 38cm ≤ h ≤ 57cm On adopter : h=40cm ⇒ 13,5cm ≤ b ≤ 31,5cm On adopter : b=30 cm	L=455 cm ⇒ 30 cm ≤ h ≤ 45,5 cm On adopter : h=35cm ⇒ 12 cm ≤ b ≤ 28 cm On adopter : b=30 cm
Vérification selon le RPA 2003	b= 30 cm≥20 cm h=40 cm≥ 30 *cm* h/b=1,33 ≤ 4,0 condition vérifie	b= 30 cm≥20 cm h=35 cm≥ 30 *cm* h/b=1,17 ≤ 4,0 condition vérifie
Conclusion	**h= 40 cm ; b = 30 cm**	**h = 35 cm ; b = 30 cm**

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (N_u=1,35G+1,5Q).

II.5.1. Dimensions des poteaux

✓ MIN (b_1, h_1) ≥ 30cm [Art7.4.1] [1]

On pose un pré dimensionnement des poteaux dans le tableau II.9.

Tableau II.9 : Prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		5eme	4eme	3eme	2eme	1er	RDC	SS
Dimension du poteau	$b_{1\ (cm)}$	30	30	35	35	40	40	45
	$h_{1\ (cm)}$	30	30	35	35	40	40	45

a) Calcul de la longueur de flambement L_f

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

- 0,7×L_0 : si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante et les résultats incluent dans le tableau II.10.

Avec : $\begin{cases} L_0 = 2{,}55\ \text{m} & \text{sous sol} \\ L_0 = 3{,}23\ \text{m} & \text{les autres étages} \end{cases}$

Tableau II.10 : Détermination de la longueur de flambement

	Dimensions	$L_f = 0,7 \times L_0$	$i = b/\sqrt{12}$	λ
5eme	0,30x0, 30	1,98	0,09	22,87
4eme	0,30x0, 30	1,98	0,09	22,87
3eme	0,35x0, 35	1,98	0,10	19,61
2eme	0,35x0, 35	1,98	0,10	19,61
1er	0,40x0, 40	1,98	0,12	17,16
RDC	0,40x0, 40	1,98	0,12	17,16
Sous sol	0,45x0, 45	1,51	0,13	11,59

b) Calcul de l'effort Nu :

L'effort normal admissible est :

- $$N_{ultime} \le \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

Avec : $\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases}$

Avec: $\begin{cases} \lambda = Lf/i \\ Lf = 0,7 \times l_0 \\ i = \sqrt{b/\sqrt{12}} \end{cases}$ *et* $\begin{cases} i = \dfrac{b}{\sqrt{12}} & I = \dfrac{h.b^3}{12} \quad \text{(poteau carré)} \\ i = \dfrac{D}{4} & I = \dfrac{\pi D^4}{64} \quad \text{(potau circulaire)} \end{cases}$

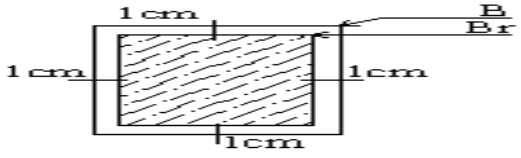


Figure II.4 : Section réduite du poteau

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité situé au milieu du bloc, c'est un poteau intermédiaire, représentées schématiquement sur la figure II.5 .

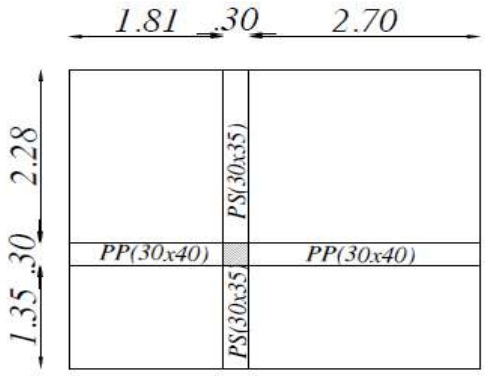


Figure II.5**:** Représentation du poteau le plus sollicité

Les résultats de L'effort normal admissible et le poids de chaque niveau sont résumés dans les tableaux II.11 et II.12.

Tableau II.11 : Calcul de L'effort normal admissible $\overline{N}_u$

Niveau	Dimensions (cm^2)	Br (mm^2)	λ	α	As (mm^2)	$\overline{N}_u$ (KN)
5^{eme}	30x30	88804	22,87	0.78	90.00	1312.34
4^{eme}	30x30	88804	22,87	0.78	90.00	1312.34
3^{eme}	35x35	121104	19,61	0.80	122.50	1827.77
2^{eme}	35x35	121104	19,61	0.80	122.50	1827.77
1^{er}	40x40	158404	17,16	0.81	160.00	2424.21
RDC	40x40	158404	17,16	0.81	160.00	2424.21
Sous sol	45x45	200704	11,59	0.83	202.50	3150.07

Tableau II.12 **:** Calcul du poids de chaque niveau

Niveau	Gpl (KN)	Gpp (KN)	Gps (KN)	G pot (KN)	Gniv (KN)	G totale (KN)
5^{eme}	110.27	15.75	9.52	7.27	142.81	142.81
4^{eme}	91.68	15.75	9.52	7.27	124.21	267.02
3^{eme}	91.68	15.75	9.52	9.89	126.83	393.85
2^{eme}	91.68	15.75	9.52	9.89	126.83	520.68
1^{er}	91.68	15.75	9.52	12.92	129.86	650.54
RDC	91.68	15.75	9.52	12.92	129.86	780.41
Sous sol	91.68	15.75	9.52	16.35	133.29	913.70

II.5.3. Charge d'exploitation

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

Avec $Q=Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+\ldots..+Q_n)$

Les charges d'exploitations de chaque niveau sont résumées dans le tableau II.13.

Tableau II.13 **:** Calcul de la charge d'exploitation de chaque niveau

Niveau	Q (KN)		n	$\frac{3+n}{2n}$	Q cumule (KN)
5^{eme}	Q_0	18,84	0	/	18,84
4^{eme}	Q_1	28,26	1	1	47,10
3^{eme}	Q_2	28,26	2	0,95	72,53
2^{eme}	Q_3	28,26	3	0,90	95,14
1^{er}	Q_4	28,26	4	0,85	114,92
RDC	Q_5	28,26	5	0,80	131,88
Sous sol	Q_6	47,1	6	0,75	146,01

- **L'effort normal a l'état limite ultime**

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité.

Nu =1,35G+1,5Q

Nu =Nu +10%Nu=1,1Nu

Les vérifications selon le RPA99 [Art 7.4.1] [1] sont résumées dans les tableaux II.14, II.15 et II.16.

Tableau II.14 : Vérifications du 1,1 $N_u \leq \bar{N}_u$

Niveau	G cumule (KN)	Q cumule (KN)	Nu (KN)	1.1*Nu (KN)	Ñ (KN)	1,1.Nu ≤ Ñ (KN)
5eme	142.81	18.84	221.05	243.15	1823.93	CV
4eme	267.02	47.10	431.12	474.23	1823.93	CV
3eme	393.85	72.53	640.50	704.55	2424.21	CV
2eme	520.68	95.14	845.63	930.20	2424.21	CV
1er	650.54	114.92	1050.62	1155.68	3105.33	CV
RDC	780.41	131.88	1251.37	1376.51	3105.33	CV
Sous sol	913.70	146.01	1452.51	1597.76	3914.51	CV

Tableau II.15 : Vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 ≥ 30 cm		CV
Min (b, h) ≥ h_e /20	5eme ; 4eme	Min (b, h) = 30 ≥ (he/20) = (323-0,40)/20 =16,13 cm	CV
	3eme ; 2eme	Min (b, h) = 35 ≥ (he/20) = (323-0,40)/20 =16,13 cm	
	1er ; RDC	Min (b, h) = 40 ≥ (he/20) = (323-0,40)/20 =16,13 cm	
	Sous sol	Min (b, h) = 30 ≥ (he/20) = (255-0,40)/20 =12,73 cm	
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4		CV

Tableau II.16 : Vérifications selon RPA2003 zone nodale

Etages	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	b_{Max} <1.5h1+b1	d (cm)	Max (b_1/2 ;h_1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
5eme, 4eme	30	30	30	CV	2,50	15,00	CV
3 eme , 2 eme	30	35	35	CV	5,00	17,50	CV
RDC, 1er	30	40	40	CV	7,50	20,00	CV
Sous sol	30	45	45	CV	10,00	22,50	CV

II.6. Les voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé assurant d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement), (figure II.6).

L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage¢ h_e¢ et des conditions de rigidité aux extrémités.

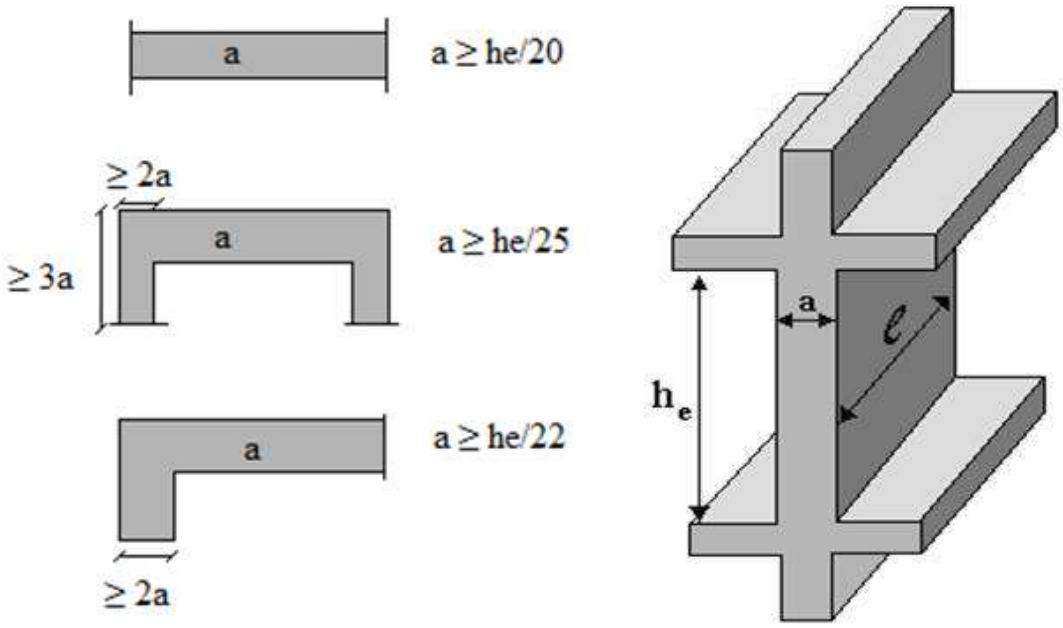


Figure II.6: Les coupes des voiles

Pour notre structure : $a \geq Max\left(h_e/22\ ; 15\right) cm.$

- Pour le sous sol : $\boldsymbol{h_e = 2,55 - 0,35 = 2,20m} \rightarrow\ a \geq Max(10\ ; 15\ ) cm$
  $\rightarrow a = 15cm.$
- Pour les étages courants : $\boldsymbol{h_e = 3,23 - 0,35 = 2,88m}$
  $\rightarrow\ a \geq Max(13{,}09\ ; 15\ ) cm$
  $\rightarrow a = 15cm.$

  Conclusion : on adopte pour les voiles une épaisseur de15cm.

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul se fait alors pour une bande de un mètre (1 m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul Socotec, ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant, la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

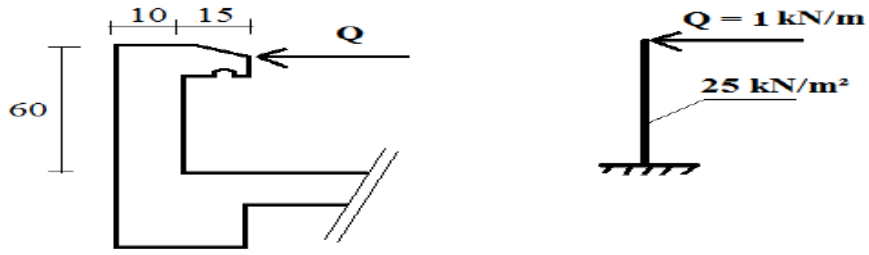


Figure III.**1** : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Tableau.III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	$A_{rép\ choisie}$ (cm²)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
Section 100x10 (cm²)	1,875	0,60	0,17	0	2x5HA8 = 2x2,51	2x4HA8 = 2x2,01	25	20

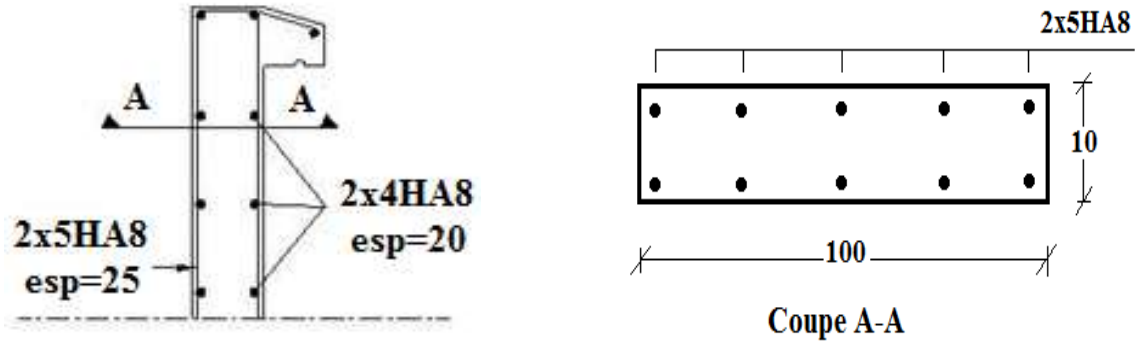


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Plancher à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en BA, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (G et Q), en traitant les deux éléments suivants :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.

III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d. :(2x (0,65/2) xL). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage, comme il sera montré par la suite.

- **Avant coulage**

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G.
- 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 comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en (Annexe 1) Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_1$. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 0,97 m entre les étaiements.

- **Après coulage**

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- Poutrelle à 5 travées.

Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (Annexe3). Si ses conditions ne sont pas remplies, on fait le calcul par une méthode plus rugueuse. Dans ce cas, il s'agit de la méthode de Caquot (Annexe 4).

- Type 1 : poutrelle à 5 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))

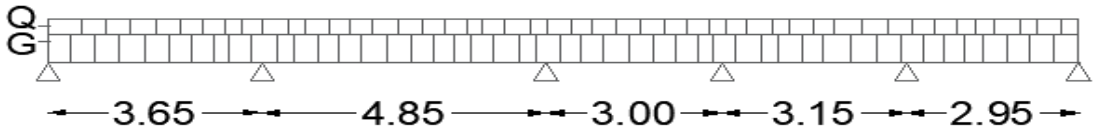


Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées.

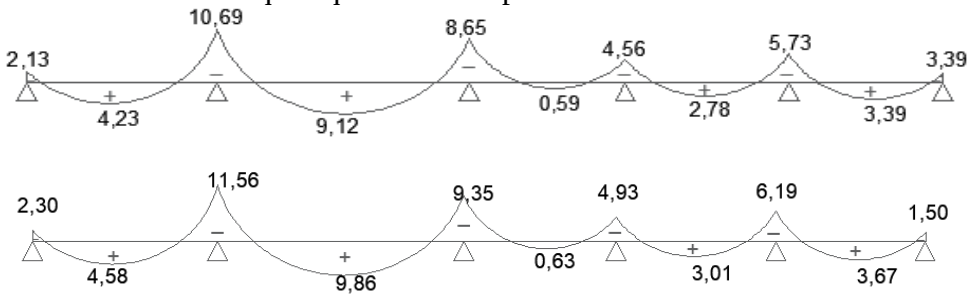


Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

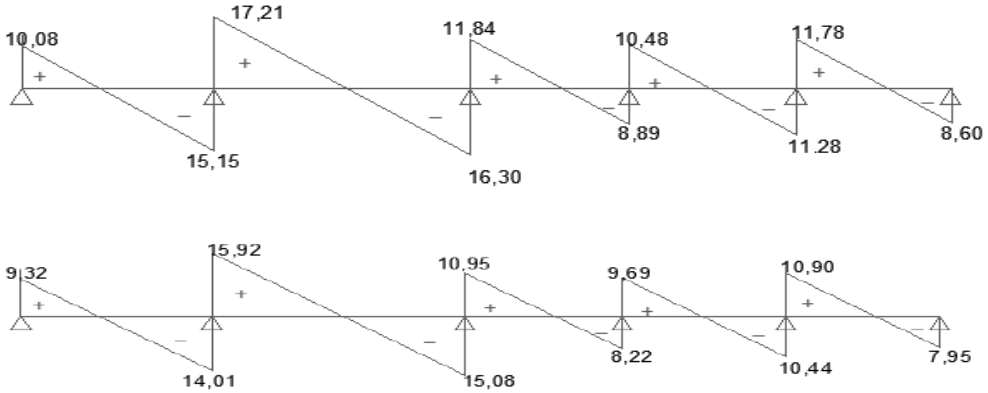


Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

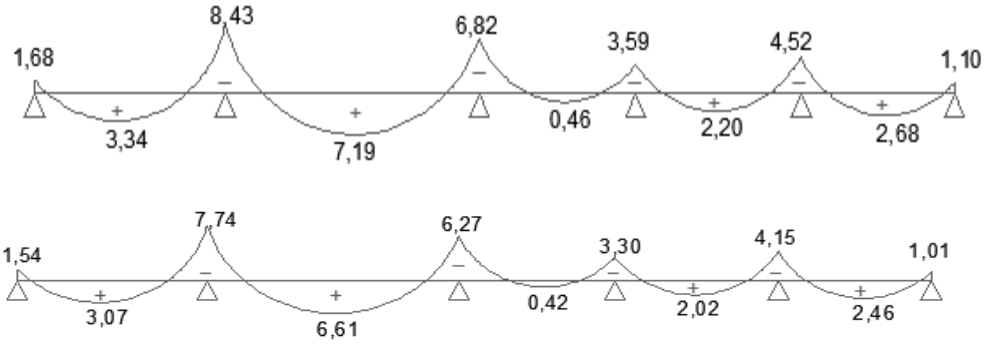


Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC.

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.2, à l'étage courant et à la terrasse :

Tableau III.2 : Les moments maximums aux appuis et en travées.

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)
EC	10,69	7,74	9,12	6,61
Terrasse	11,56	8,43	9 ,86	7,19

a) Calcul du ferraillage

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul Socotec pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.7.

Pour le ferraillage, on va utiliser une poutrelle métallique standard (dont Fe500) dont les caractéristiques sont données en (Annexe5) Par contre, on va utiliser un acier à haute adhérence (dont Fe400) pour les armatures de renforcement (voir Tableau I.1 du chapitre I).

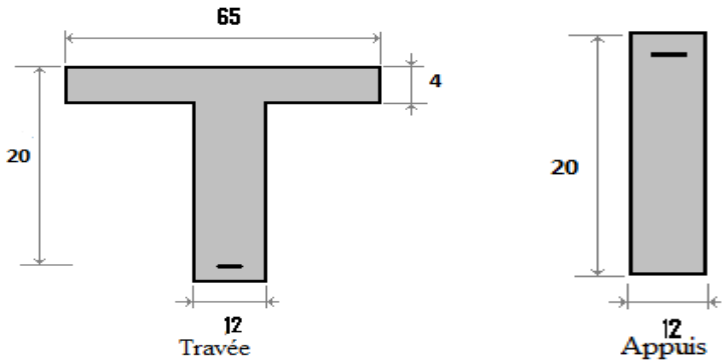


Figure III.7 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.

Tableau III.3 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Aux appuis	Terrasse	11,56	0,79 (E500) 0,98 (E400)	1HA10+1HA12=1,92
	EC	10,69	0,79 (E500) 0,82 (E400)	1HA10+1HA12=1,92
En travée	Terrasse	9,86	1,28 (E500)	2HA10=1,57
	EC	9,12	1,18 (E500)	2HA10=1 ,57

b) Vérification à ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.4)

Tableau III.4 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (Mpa)	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	7,19	8,43	4,01	4,32	15	CV
EC	6,61	7,74	3,68	3,97	15	CV

c) Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

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

Tableau III.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

Etages	T_u (kN. m)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Vérification
Terrasse	17,21	0,80	3,33	CV
EC	15,92	0,74	3,33	CV

d) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe 2). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en (Annexe2) dont les résultats sont présentés dans le tableau III.6.

Tableau III.6 : Vérification de la flèche.

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
1,57	7,19	0,72	290,62	0,652	9,50	21980,78
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
5159,72	9771,72	10,20	16,15	5,96	9,70	CV

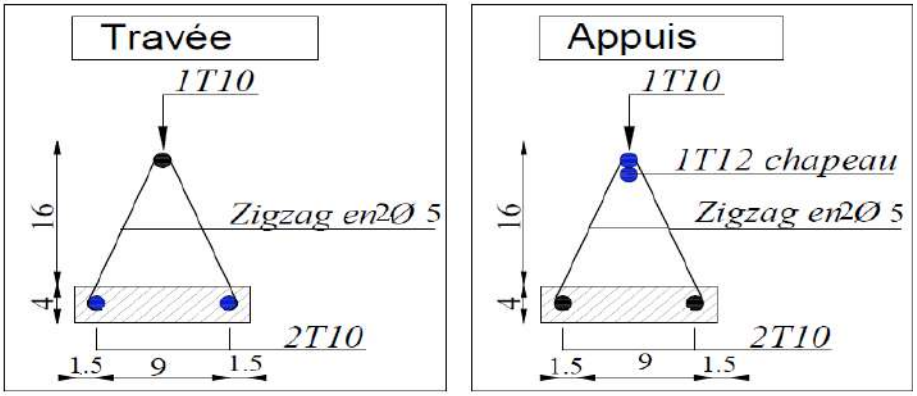


Figure III.8 : Ferraillage des poutrelles en travée (à gauche) et aux appuis (à droite).

III.2.2. Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

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

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

$$A_t \geq 0{,}02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : 50cm \leq L \leq 80cm.$$

$$\text{On a : L} = 65cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0{,}5cm^2/ml$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}5}{2} = 0{,}25cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 4{,}5 = 0{,}98\text{cm}^2$avec un éspacement de 20cm.

$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0{,}78 cm^2$ avec un éspacement de 25cm.

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15 cm² et diamètre de 4,5 cm (Voir la fiche technique du treillis soudé en (Annexe 6).

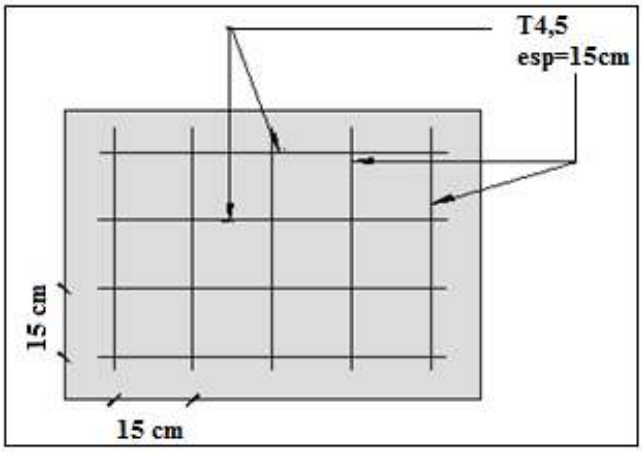


Figure III.9: Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.3. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

a) Prédimensionnement

On a une dalle encastrée à quatre cotés (Figure III.10) :

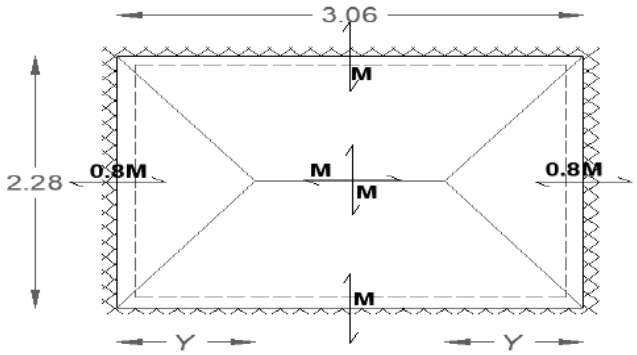


Figure III.10 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine.

Tableau III.7 : Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

Etage	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	P_s (kN/m^2)
Terrasse	7,71	1	11,90	8,71
EC	6,57	1,5	11,11	8,07

Après avoir vérifié toutes les conditions des dalles pleines (chapitre II) ;

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

b) Calcul de la dalle

Pour le calcul de la dalle on va on va utiliser la méthode des linges de rupture (Annexe 7).

Les résultats du travail externe sont donnés par le tableau III.8.

Tableau III.8 : les résultats du travail externe.

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	$q\times \frac{2,28}{2} \times y$	f/3	0,38qyf
2	$q\times\frac{1,14}{2}\times y$	f/2	0,19qyf
3	q× (3,06-2y) ×1,14	f/2	1,74qf-1,14qf
∑			q×f× (3,48-0,76y)

Les résultats du travail interne sont donnés par le tableau III.9.

Tableau III.9 : Les résultats du travail interne

Eléments	Moment de rupture M	Longueur L	Rotation θ	Travail interne M.L.θ
1	M	2,28	f/y	M×2,28× f/y
	0,8M	2,28	f/y	0,8×M× f/y
2	M	3,06	f/1,14	M×3,06× f/1,14
	M	3,06	f/1,14	M×3,06× f/1,14
∑				M×f× (10,73+8,208/y)

Σ Travaux externes = Σ Travaux internes

$M=q\times\frac{(3,48-0,76y)}{(10,73+\frac{8,208}{y})}$ et $\frac{dM}{dy}=0$ par le calcul on obtient ⇒ y=1,26 m.

Tableau III.10 : Les moments à ELU et à ELS.

Etage	ELU	ELS
Terrasse	Mt=1,77 kN.m M_a=1,77kN.m	Mt=1,27 kN.m M_a=1,27kN.m
EC	Mt=1,65kN.m M_a=1,65kN.m	Mt=1,18 kN.m M_a=1,18kN.m

c) Calcul du ferraillage

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

Tableau III.11 : Calcul du ferraillage de la dalle pleine.

Etage	M_U (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{rép}$ $\frac{A}{4}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$
Travée	1,77	0,008	0,996	0,41	0,00	1,50	4HA8=2,01	0,50	2HA8=1,01
Appuis	1,77	0,008	0,996	0,41	0,00	1,50	4HA8=2,01	0,50	2HA8=1,01

d) Vérification à l'E.L.S

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

Tableau III.12: Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	En travées	Aux appuis
A (cm^2)	2,01	2,01
M_{ser} (kN.m)	1,27	1,27
$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ (MPa)	0,87	0,87
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ =15 (MPa)	CV	CV

e) Vérification au cisaillement

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

Tableau III.13: Vérification de la contrainte de cisaillement.

T_u (kN)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ Vérification
13,57	1,09	1,17	CV

f) Vérification préliminaire de la flèche

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

Tableau III.14: Vérification préliminaire de la flèche.

1er condition		2eme condition	
$h/l \geq Mt/(20 \times M_o)$		$A/(b_o \times d) \leq 4{,}2/Fe$	
h/l	0,0658	$A/(b_o \times d)$	0,0067
$Mt/(10 \times M_o)$	0,0500	$4{,}2/Fe$	0,0105
CV		CV	

III.4. Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre (Figure III.13)

a) Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 10.
- Hauteur du palier : H = 1,70 m (on va traiter la partie qui contient 10 contre marches)
- Hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{170}{10} = 17\text{cm}$$

- Largeur de la marche : g = 30cm

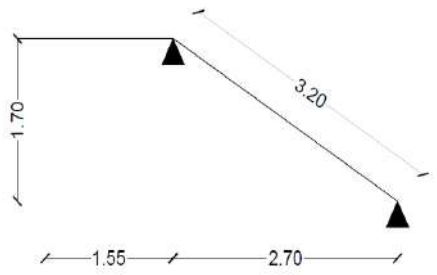


Figure III.11 : schéma statique de l'escalier.

❖ **Vérification de la formule de Blondel**

60cm ≤ g+ 2h ≤ 64cm ⇨ g+ 2h =64cm (CV)

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

tg α = H / L = 1,70/2,70= 32,51 D'où alors : **α =34,51°**

$L_0=\sqrt{1{,}70^2+2{,}70^2}=3.19$ ⇨ L_{tot} =L_0+L_1 =3,19+1,55 = 444 m

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

$\frac{L_{tot}}{35} \le e \le \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 14 \le e \le 15{,}58$ ⇨ **ep=15cm.**

b) Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.15et III.16.

Tableau III.15 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
4	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**4,95**

Tableau III.16: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre de la paillasse	0,15/ cos α	25	4,29
4	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,12
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**7,61**

Selon le DTR charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q = 2,5 kN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, on aura les sollicitations illustrées dans les tableaux 3 et 4 ainsi que les figures III.17 III.18.On à utilisé le SAP2000 v21 pour déterminer les sollicitations internes (moment fléchissant et effort tranchant).

Tableau III.17: les Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
Palier	4,95	2,5	10,38	R_A=21,14 R_B=30,34	13,91	13,91	14.56
Paillasse	7,61	2,5	14,01				

Tableau III.18 : les Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
Palier	4,95	2,50	10,14	R_A=15,39 R_B=21,92	10,14	10,14	10,45
Paillasse	7,61	2,50	10,45				

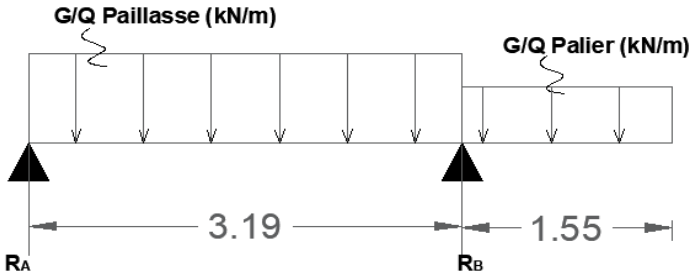
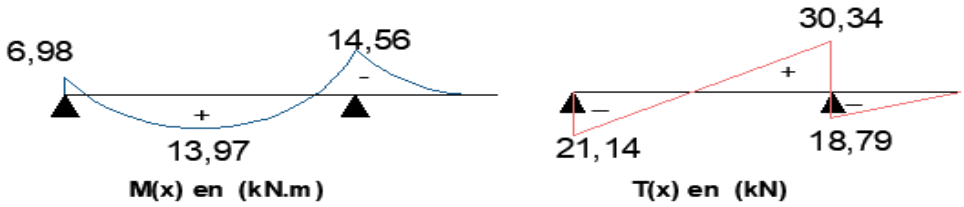
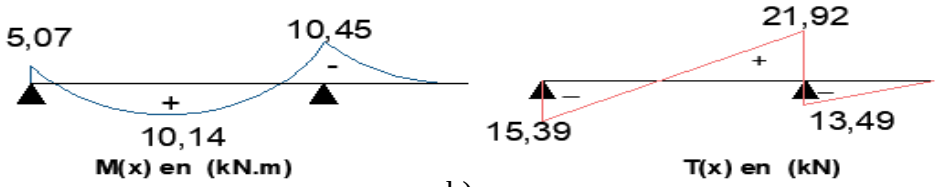


Figure III.12 : Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier.



a)



b)

Figure III.13 : Diagrammes des efforts internes a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S.

c) Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.19 Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite :

Tableau III.19 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²) (CBA)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{rép}$ (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
En travée	13,91	3,31	0,00	1,50	7HA8= 3,52	0,88	4 HA 8= 2,01
En appuis	14,56	3,47	0,00		7HA8= 3,52		4 HA 8= 2,01

Le tableau III.20 présente la vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 [2].

Tableau III.20 : Vérification de la contrainte tangentielle.

	St_{long} (cm)	St_{rep} (cm)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	τ_u (MPa)	Vérification
Travée	$15 \leq 33$	$30 \leq 45$	3,33	0,24	CV
Appuis	$15 \leq 33$	$30 \leq 45$			

d) Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible. Donc, on ne doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$.

Tableau III.21 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	En travées	Aux appuis
A (cm²)	3,52	3,52
M_{ser} (kN.m)	10,14	10,45
$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ (MPa)	6,18	6,37
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ =15 (MPa)	CV	CV

e) **Vérification de la flèche**

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.8 selon la méthode présentée à l'(Annexe2).

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

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	μ
10,14	3,52	7,66	0,0028	0,905	0,260
L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f<f_{adm}$
3,19	2,91	5,28	2,28	9,48	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en pré dimensionnement : e = 15 cm.

III.5. Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de pré dimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

a) Prédimensionnement

Le prédimensionnement de la poutre palière (Figure III.14) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.23.

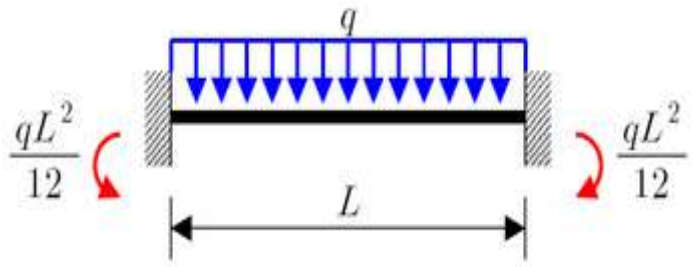


Figure III.14: Schéma statique équivalent de la poutre palière.

Tableau III.23 : le Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 2, 75 m ⇒18, 33 ≤ h ≤275cm. On adopte : h = 30 cm ⇒ 9 ≤ b ≤ 21cm. On adopte : b = 25 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm ; h/b=1,2
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,109) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	h = 30cm ; b = 25 cm

b) Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : G_{poutre}=0,3 ×0,25×25=1,875 kN/ml.

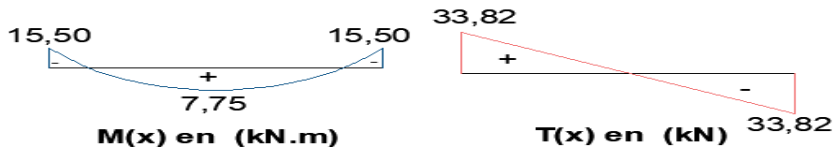
Charge due aux réactions : R_u =30,34kN, R_{ser} = 21,92 kN (Voir Figure III….)

P_u = 1,35x (1,875) +2*30,34/2,75 =24,60 kN/m.

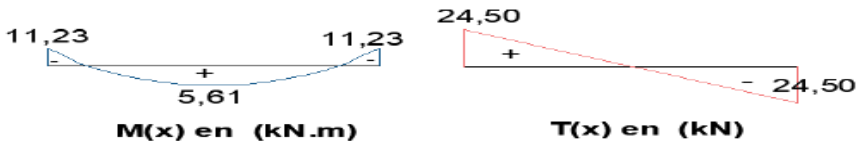
P_{ser} = 1,875 +2*21,92/2,75 =17,82 KN/m.

c) Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, la méthode R.D.M. donne les efforts internes illustrés dans la figure III.15 :



(a)



(b)

Figure III.15: Efforts internes dans la poutre palière a) à l'ELU et b) à l'ELS.

d) Ferraillage de la poutre palière

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime. on va présenter des tableaux récapitulatifs suivants, les résultats obtenus.

Tableau III.24 : Ferraillage de la poutre palière.

	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{tmin} CBA (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	Vérification
En travée	7,75	0,80	0,00	0,75	4HA12=4,52	3,75	CV
En appuis	15,50	1,6	0,00	0,75	4HA12=4,52		CV

Tableau III.25 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière.

Section (cm²)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
25x30	Travée	5,61	4,52	0	1,55	10,64	CV
	Appui	11,23	4,52	0	3,10	48,80	CV

Tableau III.26 : Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière

Section (cm²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
25x30	33,82	1,08	3,33	CV

La section d'armature transversale (A_t) de la poutre palière, ainsi que leurs espacements (S_t), sont résumés dans le tableau III.27.

Tableau III.27 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière.

Section (cm^2)	τ_U (MPa)	St RPA 99 (cm)		S_t adopter (cm)		A_t (cm^2)	
		$S_{t\ Nodal}$	$S_{t\ Courant}$	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$	A_{min}
25x30	1,08	7,50	15,00	7	12	2Φ 6	0,90

e) Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les deux conditions ci-après sont vérifiées: (Tableau III.28).

Tableau III.28: Vérification préliminaire de la flèche de la poutre palière.

1ére condition		2eme condition	
$h/l \geq Mt/(10 \times M_o)$		$A/(b_o \times d) \leq 4{,}2/Fe$	
h/l	0,1091	$A/(b_o \times d)$	0,0066
$Mt/(10 \times M_o)$	0,0333	$4{,}2/Fe$	0,0105
CV		CV	

Donc, la vérification est satisfaite. On garde alors les dimensions choisies initialement en pré dimensionnement : b x h = 25x30 cm

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

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

IV.2. CARACTERISTIQUESGEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE

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

IV.2.1. Centre de masse

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

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

IV.2.2. Centre de torsion

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

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

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

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

Pour les poteaux : $$I_{xi} = \frac{h . b^3}{12} \qquad I_{yi} = \frac{b . h^3}{12}$$

Pour les voiles : $I_{xi} = \frac{L.e^3}{12}$ $I_{yi} = \frac{e.L^3}{12}$

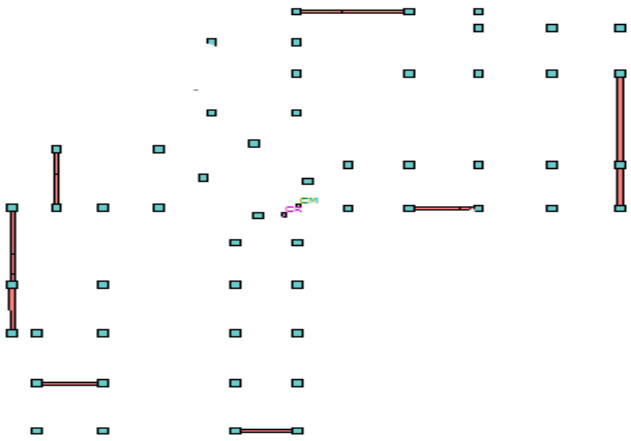


Figure VI.1 : Disposition des voiles

Récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau VI.1 :

Tableau VI.1 **:** Centre de masse et centre de torsion.

Niveau (m)	Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie	
	Poids (kN)	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$
21,93	4198,60	12,07	14,23	11,35	13,87
18,70	4131,45	12,30	14,07	11,47	13,83
15,47	4191,85	12,30	14,07	11,58	13,78
12,24	4261,92	12,32	14,07	11,69	13,72
9,01	4331,61	12,32	14,07	11,76	13,64
5,78	4447,93	12,33	14,06	11,70	13,50
2,55	4763,86	12,24	14,02	10,81	13,45

IV.2.3. Excentricité

- **Excentricité théorique**

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit : $E_{X\,thé} = |X_G - X_R|$, $E_{Y\,thé} = |Y_G - Y_R|$

- **Excentricité accidentelle**

En suivant l'article 4.2.7 [1], on doit ajouter à la valeur de l'excentricité dans les deux directions une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,acc} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,acc} = 5\% \times L_Y$$

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

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.

- **Excentricité admissible :**

  Excentricité suivant Lx = 26,20m→ $E_{X\,adm}$ =15 %.Lx = 3,93 m

  Excentricité suivant Ly = 26,20m→ $E_{y\,adm}$ =15 %.Ly = 3,93 m

Tableau VI.2 : Excentricité suivant les deux directions.

Niveau (m)	Excentricité suivant X					Excentricité suivant Y		
	$E_{x\,add}$ *(m)*	Ex *(m)*	Ex_{adm} *(m)*	$E_X \leq E_{adm}$	$E_{y\,add}$ *(m)*	Ey *(m)*	Ey_{adm} *(m)*	$E_y \leq E_{adm}$
21,93	1,31	0,72	3,93	Oui	1,31	0,36	21,93	1,31
18,70	1,31	0,83	3,93	Oui	1,31	0,24	18,70	1,31
15,47	1,31	0,71	3,93	Oui	1,31	0,29	15,47	1,31
12,24	1,31	0,63	3,93	Oui	1,31	0,35	12,24	1,31
9,01	1,31	0,56	3,93	Oui	1,31	0,44	9,01	1,31
5,78	1,31	0,63	3,93	Oui	1,31	0,56	5,78	1,31
2,55	1,31	1,44	3,93	Oui	1,31	0,58	2,55	1,31

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.3.1. Introduction

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

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

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

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v21 ».

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : [Art 4.3.1] [1]

- **Principe de la méthode**

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

- **Modélisation**

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v21" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher. **[Art4.3.2]** [1]

- **Les formules de calcul**

D'apes **[Art 4.3.2]** [1] Les formules de calcul de la force sismique sont détaillées sur

L'Annexe 8.

- Le Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ; A=0,25
- La Période caractéristique. (Site 3) $\Rightarrow$ $T_2 = 0{,}50$.
- Le Facteur de correction d'amortissement. ;, $\xi = 7$ $\Rightarrow$ $\eta = 0{,}88$.
- La Période fondamentale suivant les deux directions ; $T_x = T_y = 0{,}50$.
- Le Facteur d'amplification dynamique moyen ; $D_x = D_y = 2{,}205$.
- Le Coefficient de comportement global de la structure. R = 4.
- Le Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}10$

Les sollicitations dues aux charges verticales et horizontales suivant l'axe X dans le tableau VI.3 et suivant l'axe Y dans le tableau VI.4.

Tableau VI.3 **:** Distribution des sollicitations suivant X.

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges verticales		Sollicitation dues aux charges horizontales	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{x\,(poteaux)}$ (%)	$T_{x\,(voiles)}$ (%)
21,93	89,18	10,82	80,79	19,20
18,70	89,11	10,88	51,80	48,19
15,47	90,08	9,92	61,52	38,47
12,24	90,24	9,75	47,63	52,36
9,01	91,21	8,78	51,55	48,44
5,78	91,35	8,64	34,33	65,66
2,55	88,24	11,75	24,33	75,66

Tableau VI.4 **:** Distribution des sollicitations suivant Y.

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges verticales		Sollicitation dues aux charges horizontales	
	$N_{z\ (poteaux)}$ (%)	$N_{z\ (voiles)}$ (%)	$T_{y\ (poteaux)}$ (%)	$T_{y\ (voiles)}$ (%)
21,93	88,11	11,89	31,40	68,60
18,70	87,90	12,09	15,93	84,06
15,47	89,87	10,12	21,40	78,59
12,24	89,96	10,03	15,89	84,10
9,01	90,64	9,35	18,44	81,56
5,78	89,04	10,95	11,94	88,06
2,55	86,61	13,38	13,50	86,50

- **Facteur de qualité Q**

La valeur du facteur de qualité est donnée dans le tableau VI.5.

Tableau VI.5 **:** Le facteur de qualité Q.

Critère (q)	Suivant X		Suivant X	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,10		0,10	
Q	1,10		1,10	

- **Résultats de l'analyse dynamique**

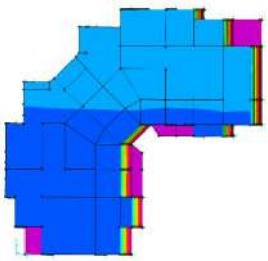
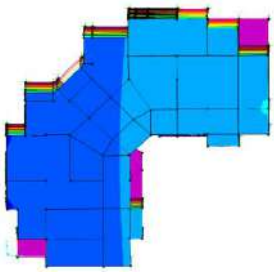
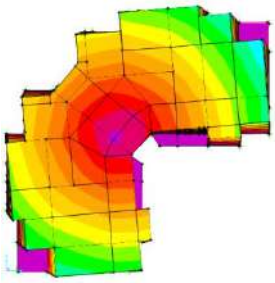
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

IV.3.3 Analyse modale

A. Comportement modal

Le comportement des trois premiers modes sont donnée dans le tableau VI.6.

Tableau VI.6 : Le Comportement des trois premiers modes.

Modes	1	2	3
Période (s)	0,535	0,353	0,341
Participation massique suivant X	65,63%	0,00%	0,11%
Participation massique suivant Y	0,00%	66,50%	0,14%
Participation massique suivant Z	0,08%	0,20%	64,72%
Image			
Comportement modal	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

B. Participation massique (dissipation d'énergie)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans les 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**: [Art4.3.4] [1]**

La Dissipation d'énergie de la structure est donnée dans le tableau VI.7.

Tableau VI.7 : La Dissipation d'énergie de la structure.

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			SumUx	SumUy	$SumR_Z$
1	0,535	0,535	65,63	0,00	0,08
2	0,340	0,340	65,63	66,49	0,29
3	0,256	0,256	65,74	66,63	65,00
4	0,136	0,136	84,33	66,63	65,02
5	0,100	0,100	84,34	66,63	65,02
6	0,091	0,091	84,34	67,09	65,05
…	..	..	..	..	..
64	0,030	4,58	95,55	94,24	91,19

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au 64modes avec un temps égale à « T=4,58 sec »

IV.3.4 Analyse statique et dynamique

A. Stabilité de la structure

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul [Art4.3.6][1]

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} \geq 80\%$.

On trouve Les résultats de la force sismique dans le tableau VI.8.

Tableau VI.8 **:** Les valeurs de la force sismique.

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	R	$\mathbf{W(kN)}$	$\mathbf{V_x(kN)}$	$\mathbf{V_y(kN)}$
0,25	2,205	2,205	1,10	1,10	4	32362,86	4906,007	4906,007

Les valeurs de la force sismique donnée par la fonction spectrale qu'on a calculés par le logiciel « SAP2000 V.21» sont :

$$\mathrm{Edx} = 3929{,}456\mathrm{kN} \quad , \quad \mathrm{Edy} = 3925{,}298\mathrm{kN}$$

Tableau VI.9 **:** La Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	$\mathbf{V(kN)}$	$\mathbf{V_t(kN)}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}} \geq \mathbf{0,8}$
Sens X	4906,007	3929,456	0,801	CV
Sens Y	4906,007	3925,298	0,800	CV

b) Vérification de la stabilité au renversement

La vérification des moments de stabilité au de renversement avec la résultante des force sismique sont démontrée dans et les résultats résumés dans le tableau VI.10.

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Le moment de renversement égale à :

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

Le moment de stabilité égale à :

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

c) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

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

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25V_t & Si: T \geq 0{,}7\ sec \\ 0 & Si: T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0{,}507\ sec$, $T_y = 0{,}553\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

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

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

$h_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i h_i$	$F_{ix}(kN)$	$F_{iy}(kN)$	$M_{Rxi}(kN.m)$	$M_{Ryi}(kN.m)$	$M_{Sxi}(kN.m)$	$M_{Syi}(kN.m)$
21,93	4198,6	92075,4	1243,6	1243,6	27272,6	27272,6	21,93	4198,6
18,7	4131,4	77258,0	1043,5	1043,5	19513,2	19513,2	18,7	4131,4
15,47	4191,9	64847,9	875,9	875,9	13549,7	13549,7	15,47	4191,9
12,24	4261,9	52165,9	704,6	704,6	8624,1	8624,1	12,24	4261,9
9,01	4331,6	39027,8	527,1	527,1	4749,5	4749,5	9,01	4331,6
5,78	4447,9	25709,0	347,2	347,2	2007,0	2007,0	5,78	4447,9
2,55	4763,9	12147,8	164,1	164,1	418,4	418,4	2,55	4763,9
Somme		363231,86					372047,33	427107,1

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

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Ry}} = 5{,}61 \geq \frac{M_S}{M_R} \geq 1.5 \quad CV \qquad \frac{M_{Sy}}{M_{Rx}} = 4{,}88 \geq \frac{M_S}{M_R} \geq 1.5 \quad CV$$

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

d) **Vérification des déplacements inter-étage : [Art 4.4.3][1]**

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

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

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

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

Selon [Art 5.10] [1], le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doit pas dépasser le déplacement admissible $\Delta_{adm} = 0{,}01h_e$.

Tableau VI.11 : La Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau (m)	h étage (m)	δ (cm)	δr (cm)	Δ k=δ inter-étage (cm)	δ adm (cm)	Vérification
21,93	3,23	1,99	7,96	1,44	3,23	CV
18,7	3,23	1,63	6,52	1,48	3,23	CV
15,47	3,23	1,26	5,04	1,48	3,23	CV
12,24	3,23	0,89	3,56	1,36	3,23	CV
9,01	3,23	0,55	2,20	1,16	3,23	CV
5,78	3,23	0,26	1,04	0,80	3,23	CV
2,55	2,55	0,06	0,24	0,24	3,23	CV
0	0	0,000	0,00	0,00	0	CV

Tableau VI.12 **: La** Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau (m)	h étage (m)	δ (cm)	δr (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm (cm)	Vérification
21,93	3,23	0,81	3,24	0,560	3,23	CV
18,7	3,23	0,67	2,68	0,600	3,23	CV
15,47	3,23	0,52	2,08	0,560	3,23	CV
12,24	3,23	0,38	1,52	0,560	3,23	CV
9,01	3,23	0,24	0,96	0,480	3,23	CV
5,78	3,23	0,12	0,48	0,360	3,23	CV
2,55	2,55	0,03	0,12	0,120	2,55	CV

e) Vérification de l'effet P-Δ : [Art 5.9] [1]

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k.\Delta_k}{V_k.h_k} \leq 0{,}10$.

Tableau VI.13 **:** Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	Pk (kN)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	hk (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	Θx	θy	θx <0,1	θy<0,1
21,93	4198,60	996,07	995,02	323	1,44	0,56	0,018	0,007	CV	CV
18,7	4131,40	835,78	834,9	323	1,48	0,60	0,022	0,009	CV	CV
15,47	4191,85	701,53	700,78	323	1,48	0,56	0,027	0,010	CV	CV
12,24	4261,92	564,33	563,74	323	1,36	0,56	0,031	0,013	CV	CV
9,01	4331,61	422,2	421,76	323	1,16	0,48	0,036	0,015	CV	CV
5,78	4447,93	278,12	277,83	323	0,80	0,36	0,039	0,017	CV	CV
2,55	4763,86	131,42	131,28	255	0,24	0,12	0,034	0,017	CV	CV

B. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments.

- **Les poutres**

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$ $\tau = \frac{V_u}{b_0.d}$

Tableau VI.14 **:** Vérification de cisaillement des poutres.

Section	b (cm)	h (cm)	T (kN)	Combinaison	Ɣb	Position	τ (MPa)	τ adm (MPa)	Vérification
PP30x40	30	40	142,267	ACC	1,15	rive	1,265	3,26	CV
PS30x35	30	35	129,309	ACC	1,15	rive	1,326	3,26	CV
Ch25x30	25	30	45,911	ACC	1,15	rive	0,556	3,26	CV

- **Les poteaux**

Tableau VI.15 **:** Vérification de cisaillement des poteaux suivant x.

X=V2-2	b (cm)	h (cm)	H(m)	Combinaison	T (kN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Vérification
Pot45x45	45	45	2,55	ACC	30,503	0,16	1,88	CV
Pot40x40	40	40	3,23	ACC	28,281	0,189	1,88	CV
Pot40x40	40	40	3,23	ACC	44,458	0,296	1,88	CV
Pot35x35	35	35	3,23	ACC	35,071	0,308	1,88	CV
Pot35x35	35	35	3,23	ACC	41,155	0,362	1,88	CV
Pot 30x30	30	30	3,23	ACC	25,261	0,306	1,88	CV
Pot 30x30	30	30	3,23	ACC	27,842	0,337	1,88	CV
Raid 25x25	25	25	3,23	ACC	4,827	0,086	1,88	CV

Tableau VI.16 **:** Vérification de cisaillement des poteaux suivant y.

y=V3-3	b (cm)	h (cm)	H(m)	Combinaison	T (kN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Vérification
Pot45x45	45	45	2,55	ACC	23,608	0,12	1,88	CV
Pot40x40	40	40	3,23	ACC	21,333	0,142	1,88	CV
Pot40x40	40	40	3,23	ACC	28,147	0,188	1,88	CV
Pot35x35	35	35	3,23	ACC	23,274	0,205	1,88	CV
Pot35x35	35	35	3,23	ACC	28,85	0,254	1,88	CV
Pot 30x30	30	30	3,23	ACC	18,132	0,220	1,88	CV
Pot 30x30	30	30	3,23	ACC	20,254	0,246	1,88	CV
Raid 25x25	25	25	3,23	ACC	2,279	0,041	1,88	CV

- **Les voiles**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%. La contrainte de cisaillement est égale : $\tau = \frac{1,4|V_u|}{b.d}$

La contrainte limite de cisaillement est égale : $\bar{\tau} = 0{,}2.f_{c28}$.

Tableau VI.17 **:** Vérification de cisaillement des voiles.

	B (cm)	L (cm)	T (kN)	τ (MPa)	τ adm (MPa)	Vérification	Combinaison
Suivant x	20	270	378,18	1,09	5,00	CV	G+Q-Edx
	20	285	433,89	1,18	5,00	CV	G+Q+Edx
	20	300	393,97	1,02	5,00	CV	G+Q-Edx
	20	485	716,33	1,15	5,00	CV	G+Q+Edx
Suivant y	20	570	1005,86	1,37	5,00	CV	G+Q+Edx
	20	270	377,86	1,09	5,00	CV	G+Q+Edy
	20	365	265,00	0,56	5,00	CV	G+Q-Edy
	20	485	813,39	1,30	5,00	CV	G+Q-Edy
	20	300	393,87	1,02	5,00	CV	G+Q-Edy

b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Tableau VI.18 **:** Vérification de l'effort normal réduit suivant x.

Section	b (cm)	h (cm)	N (kN)	Bc (mm²)	Combinaison	fc28 (MPa)	γ (MPa)	γ (MPa)	Vérification
5eme	30	30	169,898	78400	G+Q-Edx	25	5eme	30	30
4eme	30	30	328,988	78400	G+Q-Edx	25	4eme	30	30
3eme	35	35	492,088	108900	G+Q-Edx	25	3eme	35	35
2eme	35	35	656,912	108900	G+Q-Edx	25	2eme	35	35
1er	40	40	827,899	144400	G+Q-Edx	25	1er	40	40
RDC	40	40	1002,323	144400	G+Q-Edx	25	RDC	40	40
SS	45	45	1181,517	184900	G+Q-Edx	25	SS	45	45

Tableau VI.19 **:** Vérification de l'effort normal réduit suivant y.

Section	b (cm)	h (cm)	N (kN)	Bc (mm^2)	Combinaison	fc28 (Mpa)	ν (MPa)	ν (MPa)	Vérification
5eme	30	30	160,715	78400	G+Q-Edy	25	5eme	30	30
4eme	30	30	313,23	78400	G+Q-Edy	25	4eme	30	30
3eme	35	35	470,66	108900	G+Q-Edy	25	3eme	35	35
2eme	35	35	129,31	108900	0.8G+Edy	25	2eme	35	35
1er	40	40	799,28	144400	G+Q-Edy	25	1er	40	40
RDC	40	40	972,67	144400	G+Q-Edy	25	RDC	40	40
SS	45	45	1153,29	184900	G+Q-Edy	25	SS	45	45

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI.20 **:** Dimensions finales des éléments.

Eléments		Section
Poutres principales		30x40
Poutres secondaires		30x35
Voile de contreventement		20xL
Poteaux	Sous -sol	45x45
	RDC+1 er	40x40
	2eme+3eme	35x35
	4eme+5eme	30x30

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCURAUX

V.1 Introduction

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

a) Combinaisons données par le CBA93

- ELS (situation durable) : G + Q.
- ELU : 1,35G + 1,5Q.
- ELU (situation accidentelle) : G + Q ± E.

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003

- G + Q ± E.
- 0,8G ± E.

V.2 Ferraillage des poutres

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

❖ **Les sections**

- Poutres principales :**(b×h)** = (30x40) cm².
- Poutres secondaires : **(b×h)** = (30x35) cm².

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1 : Les données de calculs.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1,5	γ_s=1,15	γ_b=1,15	γ_s=1,00
f_{c28}=25MPa	FeE 400	f_{c28}=25MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s=400 MPa

V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux V.2 et V.3 :

Tableau V.2 : Les moments maximums aux appuis et en travées.

Eléments	b×h	M_t (KN.m)	Combinaison	Travée	M_a (KN.m)	Combinaison	Appuis
Poutres principals	30x40	68,31	1,35G+1,5Q	5,58	-94,07	1,35G+1,5Q	7,90
Pouters secondaires	30x35	/	/	/	-97,35	G+Q-Edx	8,24

Tableau V.3 : La section d'armatures des poutres.

Eléments	Section calculé (cm^2)		Section choisie (cm^2)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Poutres principals	5,58	7,90	5HA12=5,65	3HA14+3HA12=8,01
Poutres secondaires	Appuis		Appuis	
	8,24		4HA14+2HA12=8,42	

a) Vérification des contraintes à l'ELS

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Avec : $\sigma_b = \frac{Mser.y}{I}$, $\overline{\sigma_b}$ =0,6.f_{c28} =15MPa

- Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ $\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$

Avec : $\sigma_s = Mser.\,15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\sigma_s} \leq \min\left[\frac{2}{3}fe\,;\,110\sqrt{\eta.f_{c28}}\right]$=202MPa.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux V.4:

Tableau V.4 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Eléments	Position	M_{ser} (kN.m)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_{s(MPa)}$	$\bar{\sigma}_{s(MPa)}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Poutres principales	Travée	50,01	Préjudiciable	9,67	CV	112,51	201,63	CV
	Appui	-68,38	Peu Préjudiciable	8,76	CV	/	/	/
Poutres secondaires	Appui	-52,15	Peu Préjudiciable	6,55	CV	/	/	/

- **Section minimale**

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ [**Art7.5.2.1**][1].

$A_{Cmax} = 4\%\ b.h\ (cm^2)$ [**Art7.5.2.1**][1].

$A_{recmax} = 6\%\ b.h\ (cm^2)$ [**Art7.5.2.1**][1].

Section tendue: $A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ [**Art B 6.4**][1].

Tableau V.5 : Vérification de la section d'armatures.

Eléments	Position	Atotale (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Ac_{max}RPA (cm^2)	Ar_{max}RPA (cm^2)	At_{min}CBA (cm^2)	Vérification
Poutres principales	travée	10,27	6	40	72	1,2	CV
	appuis	11,40	6	40	72	1,2	CV
Poutres secondaires	travée	9,24	3,75	45	63	1,05	CV
	appuis	18,47	3,75	45	63	1,05	CV

b) Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

$M_t = k * M_0$

K : Est un coefficient rédacteur$(0.75 \leq k \leq 0.85)$, on prend : k=0,8

Tableau V.6 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres.

Poutres principales	1ere condition		2eme condition		3eme condition	
	h/L ≥1/16		h/L>Mt/10.M0		A/b0.d<4.2/fe	
	h/L	0,0702	h/l	0,0702	A/b0.d	0,0091
	(1/16)	0,0625	MT/10.M0	0,0800	4.2/fe	0,0105
	CV		CNV		CV	
Poutres secondaire	1ere condition		2eme condition		3eme condition	
	h/L ≥1/16		h/L>Mt/10.M0		A/b0.d<4.2/Fe	
	h/L	0,1321	h/l	0,1321	A/b0.d	0,0095
	(1/16)	0 ,0625	MT/10.M0	0,080	4.2/fe	0 ,0105
	CV		CV		CV	

Tableau V.7 : Vérification de la flèche.

Poutre principale							
A (cm^2)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Mser	ρ%	ß	F_{t28}
10,27	30	40	37,5	50,01	0,91	0,864	2,1
y (cm)	I (cm^4)	ρ	σ_s	μ	λi	λv	I_{fi}
21,99	201810,402	0,009	150,29	0,515	2,300	0,920	101538,40
L	Ei	Ev	Iv	Fi (mm)	Fv (mm)	F (mm)	F_{adm} (mm)
5,7	32164,2	10721,4	150552,45	4,97	10,06	5,09	10,7

c) Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.8 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	Section	$V_{max}(kN)$	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x40	143,08	$G + Q - E_x$	1,27	3,26	CV
Poutres secondaires	30x35	128,41	$G + Q - E_x$	1,32	3,26	CV

V.2.2 Ferraillage transversal des poutres

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

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes : Selon le RPA2003:

$$\begin{cases} S_t \leq \frac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Selon le CBA93:

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4\ \text{MPa} \end{cases}$$

Tableau V.9 : La section d'armatures transversales.

Elément	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
		S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
Poutres principales	1,27	10	15	$4\emptyset 8 = 2{,}01$
Poutres secondaires	1,32	8	15	$4\emptyset 8 = 2{,}01$

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

V.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée.

V.3.1 Armatures longitudinales

A. Recommandations selon les règlements

a) Selon le CBA93… [2].

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0{,}1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité:} \quad A_{min} = \frac{B}{1000}$$

b) Selon le RPA2003 [Art 7.4.2]… [1].

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \quad \text{(Zone courante)}$$

$$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad \text{(Zone de recouvrement)}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = \text{Max}\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

B. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- N_{max} et $M_{correspondant}$
- N_{min} et $M_{correspondent}$
- M_{max} et $N_{correspondant}$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau suivant V.10.

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

Niveau	Poteaux	Cas	Combinaison	$N_{(KN)}$	$Mx_{(KN.m)}$	$My_{(KN.m)}$	Amin	A adoptée
5^{eme}	30x30	N_{max}-> M_{corr}	1,35G+1,5Q	-216,47	18,56	2,24	8,10	4HA14+4HA12= 10,68
		M_{max} -> N_{corr}	G+Q-Edx	-77,61	9,72	46,06		
		N_{min} -> M_{corr}	0,8G+Edx	11,24	15,75	34,91		
4^{eme}	30x30	N_{max}-> M_{corr}	1,35G+1,5Q	-421,77	15,66	1,66		
		M_{max} -> N_{corr}	G+Q-Edx	-154,94	8,50	41,29		
		N_{min} -> M_{corr}	0,8G+Edy	25,31	12,12	21,67		
3^{eme}	35x35	N_{max}-> M_{corr}	1,35G+1,5Q	-633,80	24,47	2,32	11,02	8HA14=12,32
		M_{max} -> N_{corr}	G+Q+Edx	-177,45	22,47	67,24		
		N_{min} -> M_{corr}	0,8G+Edy	71,01	19,08	36,32		
2^{eme}	35x35	N_{max}-> M_{corr}	1,35G+1,5Q	-850,24	20,18	1,70		
		M_{max} -> N_{corr}	G+Q+Edx	-236,15	18,45	57,05		
		N_{min} -> M_{corr}	0,8G+Edy	129,54	15,55	31,23		
1^{er}	40x40	N_{max}-> M_{corr}	1,35G+1,5Q	-1077,70	27,60	1,88	14,40	8HA16=16,08
		M_{max} -> N_{corr}	G+Q+Edx	-294,40	24,70	71,74		
		N_{min} -> M_{corr}	0.8G+Edy	199,51	18,96	41,03		
RDC	40x40	N_{max}-> M_{corr}	1.35G+1.5Q	-1313,04	22,35	1,18		
		M_{max} -> N_{corr}	G+Q-Edx	-981,83	5,85	48,0596		
		N_{min} -> M_{corr}	0,8G+Edy	257,55	11,73	25,748		
SS	45x45	N_{max}-> M_{corr}	1,35G+1,5Q	-1559,06	12,73	0,9923	18,22	4HA20 + 4HA16 = 20,61
		M_{max} -> N_{corr}	G+Q-Edx	-1163,27	2,43	44,2729		
		N_{min} -> M_{corr}	0,8G+Edy	279,88	7,69	17,2955		

C. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Niveau	Poteaux	Cas	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Type des fissures	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)
5eme	30x30	Nmin -> Mcorr	-16,06	11,54	1,77	Non préjudiciable	4,91	15	/	400
		Mmax -> Ncorr	-107,94	19,31	0,01	Non préjudiciable	7,34	15	/	400
		Nmax-> Mcorr	-158,68	13,53	1,64	Non préjudiciable	4,12	15	/	400
4eme		Nmax -> Mcorr	-308,07	11,40	1,22	Non préjudiciable	4,88	15	/	400
		Mmax -> Ncorr	-210,52	16,16	0,14	Non préjudiciable	4,98	15	/	400
		Nmin -> Mcorr	-52,83	8,66	1,18	préjudiciable	3,21	15	35,9	201,6
3eme	35x35	Nmax -> Mcorr	-462,44	17,81	1,70	Non préjudiciable	5,3	15	/	400
		Mmax -> Ncorr	-314,13	25,04	0,34	Non préjudiciable	5,16	15	/	400
		Nmin -> Mcorr	-91,51	12,05	1,89	Non préjudiciable	2,49	15	/	400
2eme		Nmax -> Mcorr	-619,97	14,69	1,25	Non préjudiciable	6,04	15	/	400
		Mmax -> Ncorr	-422,17	20,46	0,38	Non préjudiciable	5,33	15	/	400
		Nmin -> Mcorr	-133,74	8,74	1,59	Non préjudiciable	1,95	15	/	400
1er	40x40	Nmax -> Mcorr	-785,61	20,09	1,38	Non préjudiciable	5,78	15	/	400
		Mmax -> Ncorr	-533,76	26,90	0,60	Non préjudiciable	4,94	15	/	400
		Nmin -> Mcorr	-174,51	9,85	2,25	préjudiciable	1,7	15	24,1	201,6
RDC		Nmax -> Mcorr	-956,98	16,27	0,87	Non préjudiciable	6,41	15	/	400
		Mmax -> Ncorr	-20,35	0,51	0,51	Non préjudiciable	0,15	15	/	400
		Nmin -> Mcorr	-12,80	4,53	5,89	préjudiciable	0,87	15	9,83	201,6
SS	45x45	Nmax -> Mcorr	-1136,13	9,27	0,73	Non préjudiciable	6,84	15	/	400
		Mmax -> Ncorr	-502,23	20,48	3,46	Non préjudiciable	4,28	15	/	400
		Nmin -> Mcorr	-50,33	5,29	1,91	préjudiciable	0,70	15	9,64	201,6

V.3.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le [Art 7.4.2.2]… [1].

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

Il est pris égal à :

2,50 Si : $\lambda \geq 5$ *avec* $\lambda = \frac{L_f}{i}$

3,75 Si : $\lambda < 5$

$$t = \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \text{Min}\left[\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

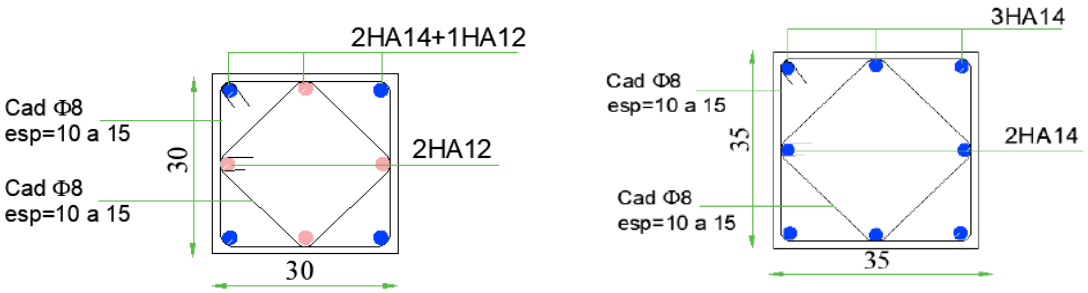
$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\%$ si : $\lambda > 5$,

$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\%$ si : $5 \geq \lambda \geq 3$

$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}8\%$ si : $\lambda \leq 3$

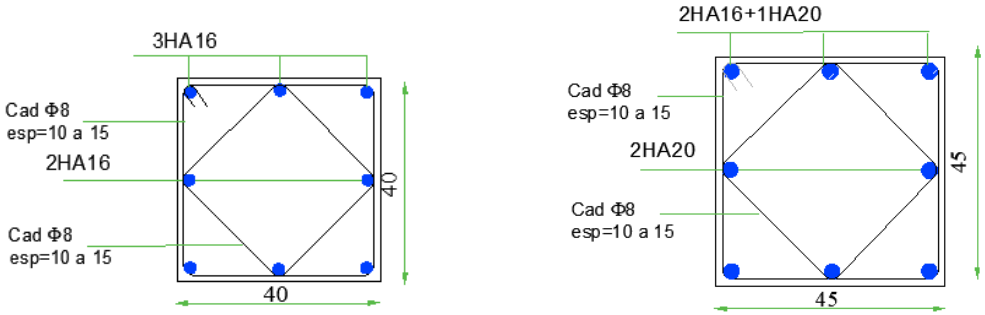
Tableau V.12 **:** La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section	Zone	t (cm)	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Sous -sol	45x45	Nodale	10	4Ø8 = 2,01
		Courante	12	4Ø8 = 2,01
RDC+1er	40x40	Nodale	10	4Ø8 = 2,01
		Courante	14	4Ø8 = 2,01
2eme+3eme	35x35	Nodale	10	4Ø8 = 2,01
		Courante	14	4Ø8 = 2,01
4eme+5eme	30x30	Nodale	10	4Ø8 = 2,01
		Courante	14	4Ø8 = 2,01



5eme ,4eme étages 3eme 2eme étages

Figure V.3 **:** Ferraillage des poteaux des étages 4ème ,5ème et 3eme, 2eme étages.



RDC,1er étage Sous-sol

Figure V.4 **:** Ferraillage des poteaux des étages de RDC, 1ere étage et SS.

V.4 FERRAILLAGE DES VOILES

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

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

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

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

V.4.1 Ferraillage des trumeaux

a) Calcul d'armatures verticales

Exposé de la méthode des contraintes

$$\sigma_t = \frac{N}{a*L} - 6\frac{M}{a*L^2} \qquad A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a*L} + 6\frac{M}{a*L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1|*L}{|\sigma_1|+|\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1|*L_t}{2} * a$$

- **Section minimales et maximales**

- **Selon l' [Art 7.7.4.1]… [1].**

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

- **Selon l' [Art B.6.4]… [2] :**

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\% \quad \Rightarrow \quad A_v \geq 0.1\% B_t$$

➢ **Ferraillage des trumeaux du voile plein**

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage du voile dans les tableaux suivants :

Tableau V.13 : La section calculée d'armatures verticales du voile.

Niveau	L (m)	N (KN)	M (MPa)	T (KN)	Combinaison	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	L_c (m)	N_t (KN)	A_{vt} (cm²)	Cas
5^{eme}	5,70	86,94	667,41	-325,86	0,8G-E_y	-0,54	0,69	2,50	3,20	134,85	3,37	S.P.C
4^{eme}	5,70	-4,81	1605,14	-623,82	0,8G-E_y	-1,49	1,48	2,86	2,84	424,81	10,62	S.P.T
3^{eme}	5,70	-185,22	2423,72	-795,82	0,8G-E_y	-2,40	2,08	3,06	2,64	733,79	18,34	S.P.T
2^{eme}	5,70	-471,57	3499,71	-1001,87	0,8G-E_y	-3,65	2,82	3,21	2,49	1171,85	29,30	S.P.T
1^{er}	5,70	-746,33	4362,13	-1120,2	0,8G-E_y	-4,68	3,37	3,31	2,39	1551,42	38,79	S.P.T
RDC	5,70	-1125,73	5416,92	-1258,04	0,8G-E_y	-5,99	4,01	3,41	2,29	2043,93	51,10	S.P.T
SS	5,70	-1342,43	5246,7	-1099,7	0,8G-E_y	-6,02	3,67	3,54	2,16	2133,50	53,34	S.P.T

Tableau V.14 : La section choisie d'armatures verticales du voile plein.

Niveau	L (m)	A_{vt} (cm²)	$A_{t\,min}$RPA (cm²)	$A_{t\,min}$CBA (cm²)	A_{ptx} (cm²)	S_t (cm)	$A_{t\,choisi}$ (cm²)	$A_{globale}$ (cm²)
5^{eme}	5,7	3,37	9,99	1,41	10,68	15	24HA8=12,06	78HA8=39,21
4^{eme}	5,7	10,62	11,43	0,00		15	24HA8=12,06	78HA8=39,21
3^{eme}	5,7	18,34	12,23	0,00	12,32	15	24HA8=12,06	78HA8=39,21
2^{eme}	5,7	29,30	12,86	0,00		15	24HA10=16,49	78HA10=61,26
1^{er}	5,7	38,79	13,25	0,00	18,47	15	24HA12=27,14	78HA12=88,22
RDC	5,7	51,10	13,65	0,00		15	24HA12=27,14	78HA12=88,22
SS	5,7	53,34	14,17	0,00		15	24HA12=27,14	78HA12=88,22

b) Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton

Tableau V.15 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).

Niveau	a (mm)	h (m)	L (m)	N (KN)	Mx (KN.m)	Tx (KN)	Cas	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)
5^{eme}	20	2,83	5,7	219,37	28,14	19,89	S.E.C	0,218	0,166	0,218	15
4^{eme}	20	2,83	5,7	413,78	19,8	12,2	S.E.C	0,381	0,345	0,381	15
3^{eme}	20	2,83	5,7	589,31	16,67	10,67	S.E.C	0,532	0,502	0,532	15
2^{eme}	20	2,83	5,7	772,86	12,36	7,96	S.E.C	0,689	0,667	0,689	15
1^{er}	20	2,83	5,7	915,54	8,54	5,96	S.E.C	0,811	0,795	0,811	15
RDC	20	2,83	5,7	1084,25	0,47	3,86	S.E.C	0,952	0,951	0,952	15
SS	20	2,15	5,7	1192,51	1,06	7,16	S.E.C	1,047	1,045	1,047	15

c) Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou ACC

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

Tableau V.16 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Niveau	a (mm)	h (m)	T (MPa)	Type de Fissuration	τ (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$ (MPa)
5^{eme}	20	2,83	329,38	Préjudiciable	0,45	5	CV
4^{eme}	20	2,83	625,01	Préjudiciable	0,85	5	CV
3^{eme}	20	2,83	796,53	Préjudiciable	1,09	5	CV
2^{eme}	20	2,83	1002,48	Préjudiciable	1,37	5	CV
1^{er}	20	2,83	1123,85	Préjudiciable	1,53	5	CV
RDC	20	2,83	1264,82	Préjudiciable	1,73	5	CV
SS	20	2,15	1111,7	Préjudiciable	1,52	5	CV

d) Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h)disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement) Selon le DTR.BC.2.42 [ART.33.6]… [3].

Tableau V.17 : La section d'armatures horizontales des voiles.

Niveau	h_e (cm)	Av (cm²)	$2/3Av_{ch}$ (cm²)	$0,15\%a*h_e$ (cm²)	Ah (cm²)	Ah_{ch} (cm²)	$A_{globale}$ (cm²)	S_t (cm)
5^{eme}	283	19,1	12,733	8,490	12,733	18HA10=14,14	36HA10=28,27	15
4^{eme}	283	19,6	13,067	8,490	13,067	18HA10=14,14	36HA10=28,27	15
3^{eme}	283	19,6	13,067	8,490	13,067	18HA10=14,14	36HA10=28,27	15
2^{eme}	283	30,63	20,420	8,490	20,420	19HA12=21,49	38HA12=42,98	15
1^{er}	283	42,92	28,613	8,490	28,613	26HA12=29,25	52HA12=58,81	10
RDC	283	44,11	29,407	8,490	29,407	27HA12=30,54	54HA12=61,07	10
SS	215	44,11	29,407	6,450	29,407	27HA12=30,54	54HA12=61,07	8

e) Armatures transversales

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

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile [Art7.7.4.3]… [1].

- Autre recommandations selon le CBA93 et l'RPA2003 :
  - Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
  - La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.2 Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$\tau_b \leq 0{,}06f_{c28}$ Flexion simple

$\tau_b \geq 0{,}06f_{c28}$ Traction / compression $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$, $\bar{V} = 1{,}4V_u$

Tableau V.18 **:** Choix de la méthode de calcul de linteaux.

Niveau	L (m)	$h_{(m)}$	$V_{(KN)}$	**M (kN. m)**	**τ** (MPa)	$\mathbf{0,06f_{c28}}$	$\boldsymbol{\tau \leq 0.06f_{c28}}$	Choix de la méthode
5^{eme}	1,20	0,63	88,67	1,33	1,07	1,50	OUI	Flexion simple
		1,63	273,81	0,52	1.21		OUI	Flexion simple
4^{eme}		1,63	454,21	1,35	2,01		NON	Traction/Compression
3^{eme}		1,63	605,86	1,52	2,68		NON	Traction/Compression
2^{eme}		1,63	730,43	1,61	3,24		NON	Traction/Compression
1^{er}		1,63	790,25	0,68	3,50		NON	Traction/Compression
RDC		1.00	401,27	0,85	2,96		NON	Traction/Compression

A. Ferraillage des linteaux en flexion simple

On devra disposer

- Des aciers longitudinauxA_l.
- Des aciers transversauxA_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau)A_c.

a) Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Zf_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4M_u$$

b) Aciers transversaux

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

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

Linteau long $S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$, $Z = h - 2d'$, $\bar{V} = 1{,}4V_u$

Linteau court $S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$, $V = \min(V_1 ; V_2)$, $V_2 = 2 * V_u$, $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec M_{ci} etM_{cj} moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par$M_c = V_l * f_e * Z$.

B. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression

a) Aciers diagonales

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

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha} \qquad \alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal selon [Art 7.7.3.3]… [1].

b) Armatures longitudinales $(A_l, A_l') \geq 0{,}15\%\ (b * h)$

c) Armatures transversales Pour : $\tau_b \leq 0{,}025 f_{c28}$ $\Rightarrow$ $A_t \geq 0{,}0015\ b * s$

Pour : $\tau_b > 0{,}025 f_{c28}$ $\Rightarrow$ $A_t \geq 0{,}0025\ b * s$

d) Armatures de peau $A_c \geq 0{,}002 * b * h$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants V.14.

Tableau V.19 : La section d'armatures des linteaux.

Niveau	Armatures longitudinales			Armatures transversales				
	Z (m)	A_l (cm²)	$A_{l\,ch}$ (cm²)	λ	S (cm)	L (m)	A_t (cm²)	$A_{t\,ch}$ (cm²)
5eme	13	0,36	4HA8=2,01	1,90	15	1,20	1,57	2HA10=1,57
	113	0,02	4HA8=2,01	0,74	15	1,20	1,57	2HA10=1,57
4eme	113	4,89	4HA14=6,16	0,74	15	1,20	0,75	2HA8=1,01
3eme	113	4,89	4HA14=6,16	0,74	15	1,20	0,75	2HA8=1,01
2eme	113	4,89	4HA14=6,16	0,74	15	1,20	0,75	2HA8=1,01
1er	113	4,89	4HA14=6,16	0,74	15	1,20	0,75	2HA8=1,01
RDC	50	3,00	4HA12=4,52	1,20	15	1,20	0,75	2HA8=1,01

Tableau V.20 : La section calculée d'armatures des linteaux.

Niveau	V (kN)	$\mathbf{A_D(cm^2)}$	$\mathbf{A_l}$, $\mathbf{A_l'(cm^2)}$	$\mathbf{A_t(cm^2)}$
5eme	88,67	/	4HA8=2,01	2HA10=1,57
	273,81	/	4HA8=2,01	2HA10=1,57
4eme	454,21	2x4HA12=9,05	4HA14=6,16	2HA8=1,01
3eme	605,86	2x4HA14=12,32	4HA14=6,16	2HA8=1,01
2eme	730,43	2x4HA14=12,32	4HA14=6,16	2HA8=1,01
1er	790,25	2x4HA14=12,32	4HA14=6,16	2HA8=1,01
RDC	401,27	2x4HA12=9,05	4HA12=4,52	2HA8=1,01

.

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

CHAPITRE VI : CLACUL DES FONDATIONS

VI.1 Introduction

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

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

VI.2 Types des fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

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

VI.3 Caractéristiques du sol

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

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « **BET BEN ABDI**, MEDEA ».

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

D'après le rapport géotechnique on a : $\overline{\sigma_{sol}} = 1{,}5$ bar (Annexe 10)

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

Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de : $D = 2\,m$

Vue qu'on a un niveau sous-sol, l'ancrage exigé par le rapport géotechnique est atteint donc, on va poser nos fondations avec un ancrage de 1 m sous le niveau de sous-sol (2,55 m) donc : D= 3,55 m.

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont : (voir annexe 10).

$$\gamma_s = 19\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 23° \quad , \quad C = 0{,}50\,bar$$

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

VI.4 Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

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

VI.4.1 Semelle isolée sous poteau

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

VI.4.2 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux

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

- La semelle continue.
- La poutre de libage.

Les calculs de dimensionnement et de détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle, et longitudinalement pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

A. Transversalement

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre : $A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$

Une fois A déterminée, en fonction des valeursN et M_b, on déterminera si la répartition de la contrainte du sol est trapézoïdale ou triangulaire, puis on détermine la largeur B de la semelle.

On déterminera ensuite la hauteur utile « d » et la hauteur totale « h » de la semelle.

B. Longitudinalement

Les efforts pris en considération se limitent aux efforts normauxN_i, les moments n'aurait aucun effet à cause de la grande rigidité de la poutre de libage.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux VI.1 et VI.2

Tableau VI.1 **:** Dimensionnement des semelles filantes sous voiles à l'ELS.

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	N_{ser} /ml (KN)	$B_{calculée}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (cm)	d (cm)	c (cm)
SF1	11,25	1192,51	209,21	1,39	1,70	35	30,80	3

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

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	$B_{calculée}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (cm)	d (cm)	c (cm)
SF2	14,28	896,00	1,22	1,40	35	30,80	3

a) Vérifications des contraintes des semelles filantes

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$ Avec $\sigma = \frac{Pser + Psemelle + Pamorce\ poteau + Premblai}{Sf}$

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant:

b) Vérifications des contraintes des semelles filantes

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant:

Tableau.VI.3 : vérifications des contraintes des semelles filantes.

Semelle	Nser (KN)	P A. Poteau	P Remblai	P Semelle	P A. Voiles	σ_{cal} (Bar)	σ_{sol} (Bars)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
SF1	1192,51	0	199,86	167,34	0	1,42	1,50	CV
SF2	1229,09	0	208,92	174,93	0	1,40	1,50	CV

VI.6.Ferraillage

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

a) Armatures principales : $A = N\,(1+\frac{3e_0}{B})\frac{(B-b)}{8\,d\sigma_s}$ & $Esp = \frac{A-2e-\phi_b}{(n-1)}$

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.4 **:** Armatures principales des semelles filantes sous voile.

Semelle	Nu (KN/ml)	Nser (KN/ml)	Mu (KN.ml)	Mser (KN.ml)	A (m)	B (m)	A_{cal} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	esp (cm)
SF1	284,82	209,21	0,40	0,29	4,30	1,70	5,19	5HA12=5,65	10

Tableau.VI.5 : Armatures principales des semelles filantes sous poteaux.

Semelle	Nu (KN)	Nser (KN)	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	A (m)	B (m)	A_{cal} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	esp (cm)
SF2	1229,09	896,00	25,76	18,70	4,30	1,40	35,57	33HA12=37,32	13

b) Ferraillage Armatures de répartition

Tableau.VI.6 **:** Armatures de répartition de la semelle filante.

Semelle	$A_{rép}$ = A.B/4 (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	esp
SF1	0,51	4HA12=4,52	10
SF1	8,68	6HA12=6,67	15

VI.7. Poutre de libage

a) Dimensionnement

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

Tableau.VI.8 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Pouter de libage		ΣN ELU (KN)	Σ N ELS (KN)	L (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
b(cm)	h(cm)					
45	90	3918,07	2996,15	14,28	274,37	196,00

b) Calcule des moments

Tableau.VI.9 **:** Détermination des moments de la poutre de libage.

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)
	-517,10	453,66	-366,69	321,71

c) Armatures longitudinales

Calcul à l'ELU **:** La poutre de libage travail en flexion simple. Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.10 **:** Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

element		Mu(KN.m)	d(cm)	A(cm²)	A′(cm²)	Choix
PL	Travée	453,66	86,20	15,77	0,00	8HA16=16,08
	Appui	-517,10	86,20	18,12	0,00	10HA16=20,11

d) Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable : [σb]= 15Mpa ; [σs]= 202Mpa.

Tableau.VI.11 **:** Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Element		Mser(KN.m)	σ b(MPa)	σ s(MPa)	σb ≤ [σb] /σs ≤ [σs]
PL	Travée	321,71	8,86	116,19	CV
	Appui	-366,69	6,64	88,20	CV

e) Armatures de peau

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

- 2 barres si h≥60 cm-4 barres si h≥70 cm-6 barres si h≥80 cm

f) Armatures transversales

Tableau.VI.12 **:** Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Element	Vu(KN)	Tu(Mpa)	[τu](Mpa)	A_t(cm²)	St	
					Zone nodale	Zone courante
PL	716,65	1,831	2,5	4HA8=2,01	10	10

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

CONCLUSION GENERALE

Selon l'étude effectuée et la note de calcul établie, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

➢ La disposition des voiles adoptée permet de se rapprocher au comportement des structures régulières en obtenant dans les deux premiers modes une translation pure suivant les deux axes principaux sans aucune rotation (0%), et dans le troisième mode une rotation pure sans aucune translation (0%).

➢ Vue la forme du bâtiment, il est bien attendu qu'on obtient une structure un peu rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 0,53s et un nombre des modes élevé (64 modes) avant atteindre les 90% de la participation massique exigée par le règlement. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient êtres la cause principale de cette perturbation des modes.

➢ En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales et secondaires, nous avons constaté que la section du béton (30x40cm²) est cohérente avec les diamètres adoptés (HA12 et HA14) et même acceptable sur le plan exécution.

➢ Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées).

➢ Cependant, les poteaux étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique. Ainsi, nous avons constaté la présence des sections partiellement tendues pratiquement dans tous les niveaux. Ce point révèle l'importance d'une conception architecturale parasismique et le sens des exigences réglementaires d'éviter les formes irrégulières même avec la présence des voiles de contreventement.

➢ Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était la meilleure solution pour satisfaire les conditions de stabilité.

➢ L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans le calcul réglementaire. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003 (Document technique réglementaire D.T.RB.C.2.48).
- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels :

- Sap2000 version 21.
- AUTO CAD 2019.
- ROBOT EXPERT.
- SOCOTEC.

ANNEXE

ANNEXE 1

CALCULE DES POUTRELLES

Pour les poutrelles (Avant coulage)

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux 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.

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.

-Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$
$$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]$$

Calcul de μ

$\mu = \dfrac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b}$ d'ou $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$

-$\mu_l = 0.392$

Pour les poutres et bandes de dalles

On peut admettre que I_f est défini par la relation: $I_f = 1{,}1\dfrac{I_0}{1+(\lambda\,.\mu)}$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \dfrac{0{,}05\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées.

$\lambda = \lambda_v = \dfrac{0{,}02\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \dfrac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée.

$\mu = 1 - \dfrac{1{,}75\ f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ Si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

Avec : n=15; $\rho\dfrac{A}{b_0.d}$

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à:

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

Ces expressions approchées étant applicables aux cas des poutres simplement appuyées ou continues et aux bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée.

ANNEXE 2

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les deux inégalités sont vérifiées :

Pour les Poutrelles $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b*d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases}$ **Pour les Poutres** $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b\times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$

Calcul de la flèche :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05\, f_{c28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

Determination de l'axe neuter:

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

Moment d'inertie de la section totale:

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

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$$

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} \quad ; \quad E_v = 1/3\ E_i$$

$$f_v = \frac{M_{ser}\, l^2}{10 E_v I_{fv}} \quad ; \quad f_i = \frac{M_{ser}\, l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

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

$\bar{f} \leq L/500$ Si $L \leq 5$ m

$\bar{f} \leq L/1000) + 0{,}5$ cm Si L> 5m.

ANNEXE 3

LA METHODE FORFATAIRE

Conditions d'application :

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

Conditions concernant la charge d'exploitation :

Charges uniformément réparties : Q ≤ Min (2.G et 5 KN/m2)

Charges concentrées : P ≤ Min (Q/4 et 2 KN)

- P : charge permanente concentrée (en KN).

- Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

ANNEXE 4

LA METHODE DE CAQUOT

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT. Pour les autres en utilise la méthode forfaitaire

Avec :

- M_o : moment isostatique $Mo = \frac{ql^2}{8}$.
- M_a : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

$$\begin{cases} \text{Appuis de rives;} & Ma = 0{,}2M_0 \\ \text{Appuis intermédiaires;} & Ma = \dfrac{-(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')} \end{cases}$$

- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- L' : longueurs de travée $\begin{cases} \text{Travée de rive} & L' = L \\ \text{Travée intermédiaire} & L' = 0{,}8\ L \end{cases}$
- L : représente la portée de la travée libre.
- T: Effort tranchant $\begin{cases} Tw = \left(\frac{ql}{2}\right) + \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \\ Te = \left(\frac{ql}{2}\right) - \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \end{cases}$

ANNEXE 5

FICHE TICHNIQUE DES POUTRELLES

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER

TPL

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

POUTRELLE METALLIQUE LEGERE, C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

Désignation	Pas (P) (mm)	Hauteur (H) (mm)	Membrure supérieur (M.S) (mm)	Membrure inférieur (M.I) (mm)	Zigzag (ZZ) (mm)	Largeur (LS) (mm)	Longueur (L) (mm)	Poids nominal M/L (Kg)
10 x 5 x 10	200	150	10	10	5	90	12	2,444

POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

Types	Hauteur (cm)	Diamètre des fils constitutifs (mm)			Largeur (mm)	Longueur (m)
P	H	M.S	M.I	ZZ (Etrier)	LS	L
200	7 à 30	8 - 10	8 - 10	4 à 6	90	2 à 12

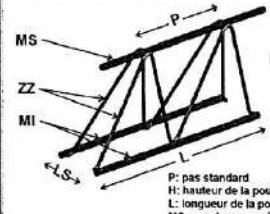


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'elasticité (N/mm²)	Allongement (A%)
550	500	8

SCHEMA CARACTERISTIQUE



P: pas standard
H: hauteur de la poutrelle
L: longueur de la poutrelle
MS: membrure supérieur
MI: membrure inferieur
LS: largeur standard
ZZ: zigzag

TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE 6

FICHE TECHNIQUE DE TREILLIS A SOUDEE

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحـــداد الجـــزائـــر

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

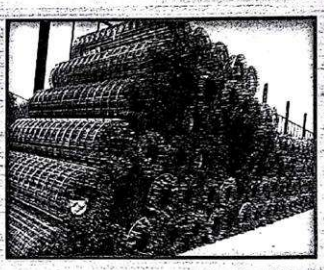
TREILLIS SOUDES, C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

Types	Diamètre du fils (mm)		Longueur du fils (m)		Espacement Maille (mm)	Dimensions abouts (mm)
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur		
Rouleaux	4 à 6	4 à 6	20 à 50	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Panneaux	4 à 10	4 à 10	2 à 6	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Tolérance			± 1%	± 1%	± 1%	± 1%



TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

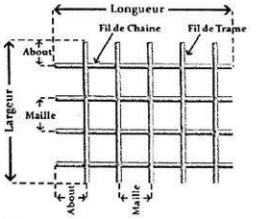
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

SCHEMA CARACTERISTIQUE



CARACTERISTIQUES MECANIQUES

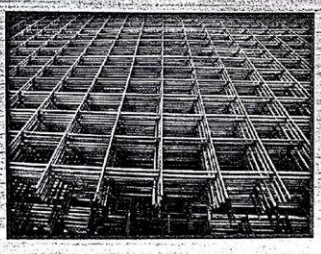
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'Elasticité (N/mm²)	Allongement Total (S/charge max %)
525	500	2,5

APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXE 7

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le

Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle. Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

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

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

-Un côté libre par un trait sans hachures

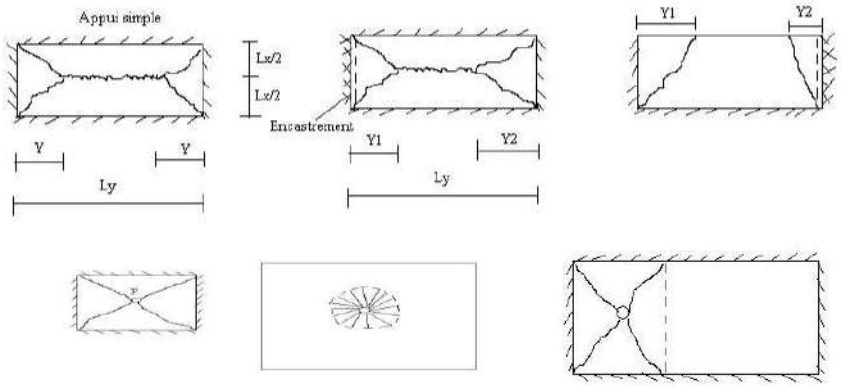
-Un appui simple par une hachure

Un encastrement par une double hachure.

- **Exemples de fissuration de dalle**

a) **Cas des charges réparties**

b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

∑des Travaux Externes - ∑ des Travaux Internes = 0

a) **Travail externes** Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

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

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE 8

Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

Le spectre de réponse de calcul

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

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

a) **Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »).**

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

(Selon la zone, groupe d'usage).

Le Facteur d'amplification dynamique moyen :

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

La Période caractéristique, (Selon le site).

b) **Facteur de correction d'amortissement η :** $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad \xi = 7$

La Période fondamentale suivant les deux directions.$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$

c) Coefficient de comportement R : RPA v2003 [Art 3.4.A.4b]

Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum, Donc : R=4.

d) Facteur de qualité Q

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

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

Le Poids total de la structure. $W = \sum_{i=1}^{n} W_i$, $W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i}$

- **Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 »)**

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

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

ANNEXE 8

a) Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

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

Le moment de stabilité égale à :

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

b) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

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

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25 V_t & Si: T \geq 0{,}7\ sec \\ 0 & Si: T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

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

ANNEXE 9

METHODE DES CONTRAINTES

Exposé de la méthode des contraintes

$$\sigma_t = \frac{N}{a * L} - 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a * L} + 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1| * L}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1| * L_t}{2} * a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Section minimales et maximales

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

0.1%

ANNEXE 10

CONCLUSION GEOTECHNIQUE DE RAPPORT DU SOL

A- Nature de la couche de fondation :

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature argilo sablo-limoneuse renfermant des inclusions graveleuses et des blocs de roches isolés à argilo marneuse schistifiée feuilletée dans certains endroits du terrain**.** Le sol est de faible humidité, de moyenne compacité, de moyenne cohésion, moyennement compressible et peu gonflant.

- CALCUL DE PORTANCE **:**

L'estimation de la contrainte à partir des données de laboratoire :

C = 0,50 bar

φ = 23°

d = 1,72 t/m3

Pour une fondation ancrée à 2 m et ayant une largeur de 1,50/1,70 m.

La relation de terzaghi :

σ_{lim}= [C Nc + Nq Γd+0,5Bγ. Nγ]

Nγ= 7,73

Nq = 8,66

Nc = 18,1

φ *adm* = 3,07 bars

B- Fondation des ouvrages :

Le tableau suivant résume les résistances minimales à la pénétration, le taux de travail admissible ainsi que retenus et la profondeur d'ancrage pour le projet.

Désignation	Rp. minimale	Taux de travail admissible	Taux de travail retenu	Profondeur d'ancrage
01	60 bars	2,40 bars	2,00 bars	1,50 m / terrain naturel

- **Stabilité du site**

Nos investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain. Aucun niveau d'eau n'a été repéré jusqu'à la profondeur atteinte dans les sondages ainsi que les stations pénétrométriques. Le terrain peu contenir des eaux de ruissellement pendant les saisons hivernales

Le site est classé S3 (terrain meuble).