République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère DE L'ENSEIGNEMENT Supérieur et de la recherche scientifique
Université.YAHIA Farés de Médéa
Faculté de technologie
Département de génie civil

Mémoire De Fin d'études
Pour l'Obtention du Diplôme de master En Génie Civil
Option: construction et matériaux

Thème

ETUDE D'UNE MAISON D'ENVIRONNEMENT A USAGE ADMINISTRATIF EN (R+6+SOUS SOL)

Etudier Par:
-ZERROUKI NADJET
-NECHAD HAYAT

Encadré par :
-M. BENTCHIKOU MOHAMED
-M. KHELLADI MOHAMED

Promotion 2016/2017

Dédicaces

Au terme de ce travail nous tenons à faire
Louange à « Allah » qui nous a donné la force
Et la patience pour l'achever et qu'on dédie à :

- Nos chers parents
- Nos chers frères et sœurs
- Notre formateur de génie civil Mr : BENAISSA OULD TORKI
- Nos ami(e)s et toute notre connaissance
- Et globalement aux familles

" NECHAD "ZERROUKI"

Remerciement

Nous tenons à exprimer notre profonde

et sincère gratitude à nos promoteurs

KHELLADI Mohamed et BENTCHIKO Mohamed

Pour leurs conseils précieux et leur suivi durant toute la période de la réalisation de ce travail.

Nos sincères remerciements vont également

À tous les enseignants du département du génie civil

Qui nous ont offert tout ce savoir et qui n'ont jamais hésité à nous orienter dans notre recherche.

Nous remercions le gérant du bureau d'étude « Nechad Rabah» qui nous a servi le plan, ainsi que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin afin que ce travail soit ainsi.

Et à toute la promotion du génie civil 2017.

HAYAT NADJET

liste des figures

CHPITRE I :

Figure. I.1 : Façade principale……1

Figure. I.2 : façade postérieure……...2

Figure I.3 : Plan d'étage courant RDC + étage courant……3

CHPITRE II :

Figure. II. 1: coffrage de plancher……10

Figure. II.2: dimensionnement du plancher corps creux……..11

Figure II.3: poutre principale et secondaire……14

Figure. II.4 : Le poteau le plus sollicite……16

Figure. II.5: Composants d'un plancher ……...17

Figure .II.6 constituant d'étages courants……..18

Figure .II.7 : coupes de voiles en plan……24

CHPITRE III :

Figure.III.1 : Section de béton armé à l'E.L.U……26

Figure .III.2 : Schéma statique d'escalier……28

Figure.III.3 : charge sur l'escalier à L'ELU……30

Figure.III.4 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à L'ELU……..30

Figure.III.5 : charge sur l'escalier à L'ELS……31

Figure.III.6 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S……..31

Figure.III.7 : schématisation de la poutrelle avant coulage ……39

Figure.III.8 : Choix de disposition des étais……41

Figure.III.9 : poutrelle 1 seul travée……..41

Figure.III.10 : poutrelle a 3 travées……42

Figure.III.11 : Diagramme des moments a L'ELU……42

Figure.III.12 : Diagramme des moments a L'ELS……42

Figure.III .13 : Diagramme des moments a L'ELU……43

Figure.III.14 : Diagramme des moments a L'ELS……43

Figure III.15 ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)…44

Figure III.16 : position de la dalle pleine……45

Figure.III.17 : schéma statique des travaux externe……46
Figure.III.18 : Les lignes de rupture……..52

CHPITRE IV :

Figure. IV.1 : vue en plan……56
Figure IV.2 :structure auto stable…….58
Figure. IV :3: 1er disposition des voiles……60
Figure. IV .4:2em disposition des voiles……63
Figure. IV .5:3eme disposition des voiles……..66
Figure. IV .6 : structure avec voile……..69
Figure. IV .6 : la bonne disposition des voiles……70
Figure. IV.7 : Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X)……74
Figure. IV.8 : Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y)……..74
Figure. IV.9 : Comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)……75
Figure. IV.10 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……..78
Figure. IV.11 : Distribution des forces sismique…….79
Figure. IV.12 : courbe de déformation…….82

CHAPITRE V

Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres……89
Figure V-2 : Ferraillage poutre principale……92
Figure V-3 : Ferraillage poutre secondaire ……93
Figure .V. 4: Disposition des armatures dans les poteaux ……99
Figure .V. 5: Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages……100
Figure. V.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles……103
Figure **V-7 :** les déferrent voiles……104
Figure. V.8: Moments et efforts tranchants dans les linteaux……110
Figure. V.9 : Armatures du linteau selon le RPA 99……110

Chapitre VI

Figure VI.1 : plan de fondation……....113
Figure VI.2: les efforts normaux à ELU…….....114
Figure VI.3 : Plan de fondation à ELS……...114
Figure VI.4 : ferraillage de la semelle filante périphérique…….....118
Figure VI.5 : semelle filante……118
Figure VI.6 : ferraillage de la semelle filante ……...121
Figure. IV.6 : Moment de poutre de libage à ELU……..123
Figure. IV.7 Moment de poutre de libage à ELS…….124
Figure IV.8 : Moment de poutre de libage à ELU…….125
Figure. IV .9 : Moment de poutre de libage à ELS…….126
Figure .IV.10 : ferraillage de la poutre de libage……..127
Figure IV.11 : les voiles périphériques…….128
Figure VI-12 **:** Le chargement appliqué au mur de soutènement……130
Figure VI-13 : Les moments subissant par le mur de soutènement……130
Figure VI .14 : ferraillage des voiles périphériques……132
Figure VI .15 : Ferraillage de la longrine……..135
Figure. VI.16 : ferraillage des radiers…….145
Figure. VI.17: ferraillage de la nervure en travée…….148

liste des tableaux

CHAPITRE I:

Tableau I-1 : les dimensions du plan……..04

Tableau I.2 : caractéristique mécaniqu……08

CHAPITRE II :

Tableau II.1 : pré-dimensionnement des poutres……13

Tableau II.2: les dimensions des Poteau ……16

Tableau II.3 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible……17

Tableau II.4: charges permanentes du plancher courant (corps creux)……..18

Tableau II.5 : charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)…….19

Tableau II.6 : charges permanentes du mur double cloison……..19

Tableau II.7 : charges permanentes du mur simple……20

Tableau. II.8 : charges d'exploitation pour terrasse et l'étage courant……20

Tableau II.9 : calcul des charges permanente……21

Tableau II.10 : efforts normal ultime d'un poteau carré ……..22

Tableau II.11 : résume de justification du poteau……23

CHAPITRE III :

Tableau III.1: Les charges……25

Tableau III.2 : Les efforts ……25

Tableau III.3 : Dimensions et caractéristiques de l'acrotère……26

Tableau III.4: Charges permanentes du palier……..29.

Tableau III.5 : Charges permanentes de la paillasse……29

Tableau.III.6. effort tranchant de l'escalier……30

Tableau III.7 : les données de ferraillage……31

Tableau III.8 : calcul du ferraillage ……..32

Tableau III.9: Les armatures de répartition……32

Tableau III.10: Vérification de l'espacement……32

Tableau III.11: des vérification des contraintes a L'ELS……33
Tableau III -12 Vérification de la flèche de l'escalier…….34
Tableau III -13 Pré dimensionnement de la poutre palière…….35
Tableau III -14 Les efforts agissants sur une poutre palière…….36
Tableau III -15 les données de ferraillage……36
Tableau III -16 Calcul des sections d'acier de la poutre palière……...36
Tableau III - 17 Vérification de la contrainte " σb " à l'E.L.S (poutre palière)……..37
Tableau III .18: les charges et surcharges de la poutrelle avant coulage……39
Tableau III- 19: Calcul des moments……..40
Tableau III-20 : Détermination du nombre des étais……41
Tableau III.21 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 1 seul et trois travées (ELU) et ELS).42
Tableau III.22. Calcule du ferraillage a l'ELU……..43
Tableau III-23 : Poids de la dalle pleine……45
Tableau III.24 : charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)…….46
Tableau III.25 : Travail externe ……47
Tableau III.26: Travail interne……..47
Tableau III-27 : les actions sur la dalle……48
Tableau III-28: Les données de ferraillage……..48
Tableau III-29: calcul de la section de la dalle pleine……..49
Tableau III-30: Vérification à l'E.L.S…….49
Tab. III.31 : Vérification au cisaillement……50
Tableau III-32 : Vérifications préliminaires de la flèche ……..50
Tableau.III.33Les charges concentrées……..51
Tableau III.34 : Travail externe……52
Tableau III.35 : Travail interne…….53
Tableau III.36: Calcul du ferraillage a l'ELU…….54
Tableau III.37: Vérification des contraintes a l'ELS ……..55

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1: Tableau IV-1 : Excentricité…….....59

Tableau. IV.2: Vérification de participation massique…….59.

Tableau. IV.3: Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X……60

Tableau. IV.4 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y …….61.

Tableau IV-5 : Excentricité……..62

Tableau. IV.6 : Vérification de participation massique……62

Tableau. IV.7 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X…….63

Tableau. IV.8 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y……64

Tableau IV-9 : Excentricité……....66

Tableau. IV.10 : Vérification de participation massique……67

Tableau. IV.11 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X…….68

Tableau. IV.11 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X…..…68

Tableau IV-13 : centre d'inertie et centre de masse…….70

Tableau IV-14 : Excentricité ……...71

Tableau IV-15 : Facteur de qualite……....73

Tableau. IV.16 : Vérification de participation massique……..76

Tableau. IV.17 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….77

Tableau. IV.18 : Les forces sismiques de chaque niveau……79

Tableau. IV.19 : Calcul du moment de renversement……80

Tableau. IV.20 : Calcul du moment stabilisant……..80

Tableau. IV.21 : Vérification de stabilisation……..81

Tableau. IV.22 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X….81

Tableau. IV.23 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y…..82

Tableau. IV.24 : Vérification de cisaillement des poutres…….83

Tableau. IV.25 : Vérification de l'effort normal réduit à la base……83.

Tableau. IV.26: Vérification l'effet P-Δ sens X……..84

Tableau. IV.27 : Vérification l'effet……84

CHAPITRE V :

Tableau V-1 : données de calcul……86

Tableau .V.2: Ferraillage longitudinal des poutres principales……87

Tableau .V.3: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……87

Tableau .V.4: Ferraillage longitudinal des poutres sollicite par le changement de température……88

Tableau .V.5: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale……88

Tableau .V.6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire……88

Tableau V-7: Vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA….89
Tableau V-8: Vérification de ferraillage des poutres principales selon CBA…89
Tableau V-9:Vérification de ferraillage des poutres secondaire selon RPA….89

Tableau V-10:Vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA..90
Tableau V-11 : Lois de la contrainte……90
Tableau V-12: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales…90.
Tableau V-13: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires .90.
Tableau. V.14 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales……91
Tableau. V.15: Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires……91
Tableau .V.16 : Vérification de la flèche des poutres……92
Tableau .V.17: Les Armatures longitudinaux des poteaux……95
Tableau .V.18 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S……..95
Tableau .V.19 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement……97
Tableau .V.20 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux c rrés……98
Tableau .V.21 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux……99
Tableau .V.22 : Les données de calcul……104
Tableau .V.23: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleines……105

Tableau .V.24: vérification des armateurs verticaux a l'ELS……106
Tableau .V.25 : Vérification des armatures……....106

Tableau .V.26 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins……106

Tableau .V.27 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux……107
Tableau .V.28 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux……107
Tableau .V.29 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux……108
Tableau .V.30 : Vérification des contraintes……108
Tableau .V.31 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux……..111.
Tableau .V.32: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux……111

CHAPITRE V :

Tableau VI-1: Dimensions des semelles isolées…….115

Tableau VI-2 : vérification de chevauchement des semelles.....115
Tableau **VI** -3 : dimensions des semelles filantes périphériques…….116

Tableau VI.4 : ferraillage des semelles filantes périphériques……..117

Tableau VI.5.Vérification de la longueur de scellement de la semelle filante SF1……117

Tableau VI.6. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante SF1….118

Tab.VI.7. dimensions des semelles filantes sous poteaux.....119

Tableau IV.8 : Armatures principales des semelles filantes……..120

Tableau. **VI**.9 : Dimensionnement de la poutre de libage 122

Tableau IV.10 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……122

Tableau IV.11: Détermination des moments de la poutre de libage……123

Tableau VI.12 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage…….123

Tab.VI.13 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS…….124

Tableau VI.14 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de……..125

Tab.VI.15 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS…126

Tableau VI-12 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.....131
Tableau VI-13 : Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.....132
Tableau VI.23 : Valeurs de α…….133

Tableau VI-1 : Calcul des moments à l'ELU……..143

Tableau VI-2 Calcul des moments à l'ELS…….144

Tableau VI-3 Ferraillage des panneaux du radier a l'ELU……..144

Tableau VI-4Vérification des contraintes des panneaux de radier…….145

Tableau VI-5 Ferraillage des nervures a l'ELU……146

Tableau VI-6Vérification des contraintes des nervures……146

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز دار البيئة تتألف من طابق تحت ارضي+ طابق ارضي+6 *طوابق* بمدينة المديــة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم II_bحسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

مقاومة البناية للكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة

هذا المشروع مؤسس عبــر مقاييس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصممة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائري99 المعدل في2003(**RPA99 version 2003**) و مقياسات الاسمنت المسلح(**CBA93**).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة عناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال SAP2000.V19.1.

RESUME

Le présent mémoire, consiste à étudier une maison d'environnement en ss+RDC+6 étage,, Il est implanté à MEDEA la wilaya de MEDEA. Cette région est classée en zone sismique II_b selon le **RPA99 version 2003**.

Cet ouvrage est une structure contreventée par des voiles en béton armé. Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au **RPA99 version 2003** et **CBA93**.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le biais de logiciel de calcul des structures par éléments finis on SAP2000.V19.1.

ABSTRACT

This project deals with the study of a home of environment with Underground+ground+6 stories floors in the city of MEDEA in MEDEA wilaya. This is classified in a high seismicity region (IIb) according to the Algerian seismic rules RPA99 version 2003.
The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « Sap2000 v19.0.1 ».

Symbole

❖ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

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

Aver : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d' d'armatures horizontales.

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

AD : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

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.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

- **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_o : 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.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

- **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

- **Minuscules grecques :**

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.0

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ:: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

I-1-Présentation de l'ouvrage :

L'objet de notre étude est le calcul d'un Bâtiment de 7 niveaux **(RDC+6)** avec un sous-sol à usage administratif avec une terrasse inaccessible.

Cette structure, implantée à Médéa wilaya de Médéa, région classée par le **RPA99 version 2003** à sismicité moyenne (**IIb**), elle est de forme irrégulière

La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par un escalier.

Les planches sont constituées de dalle en corps creux assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.

I-2-Caractéristiques Géométriques de la structure :

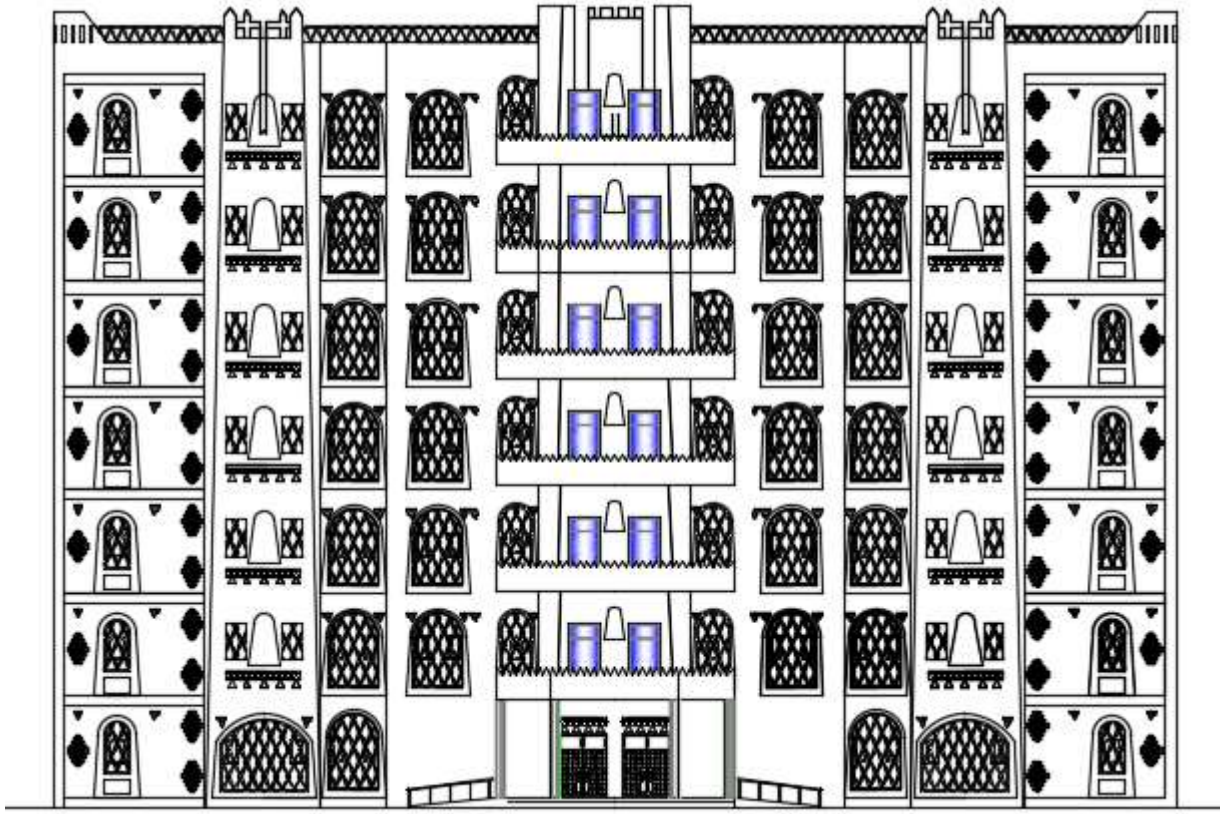


Figure I-1 Façade principale

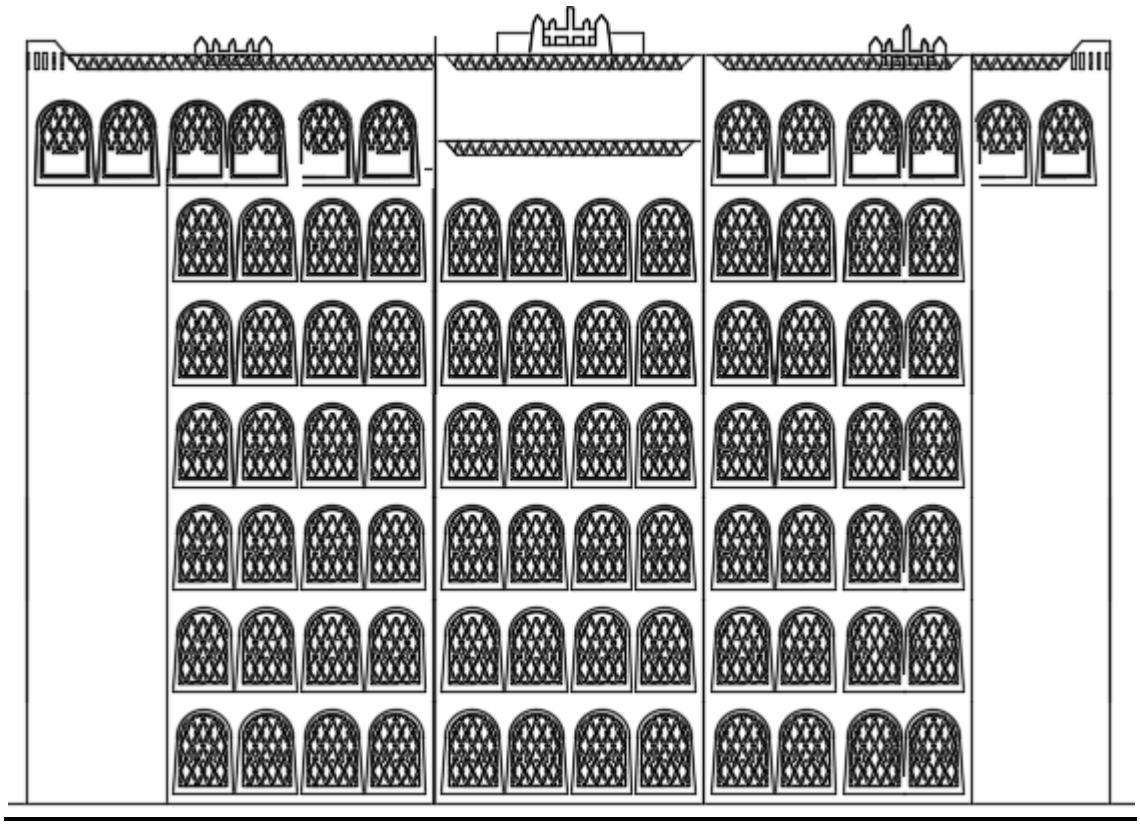


Figure I-2 : façade postérieure

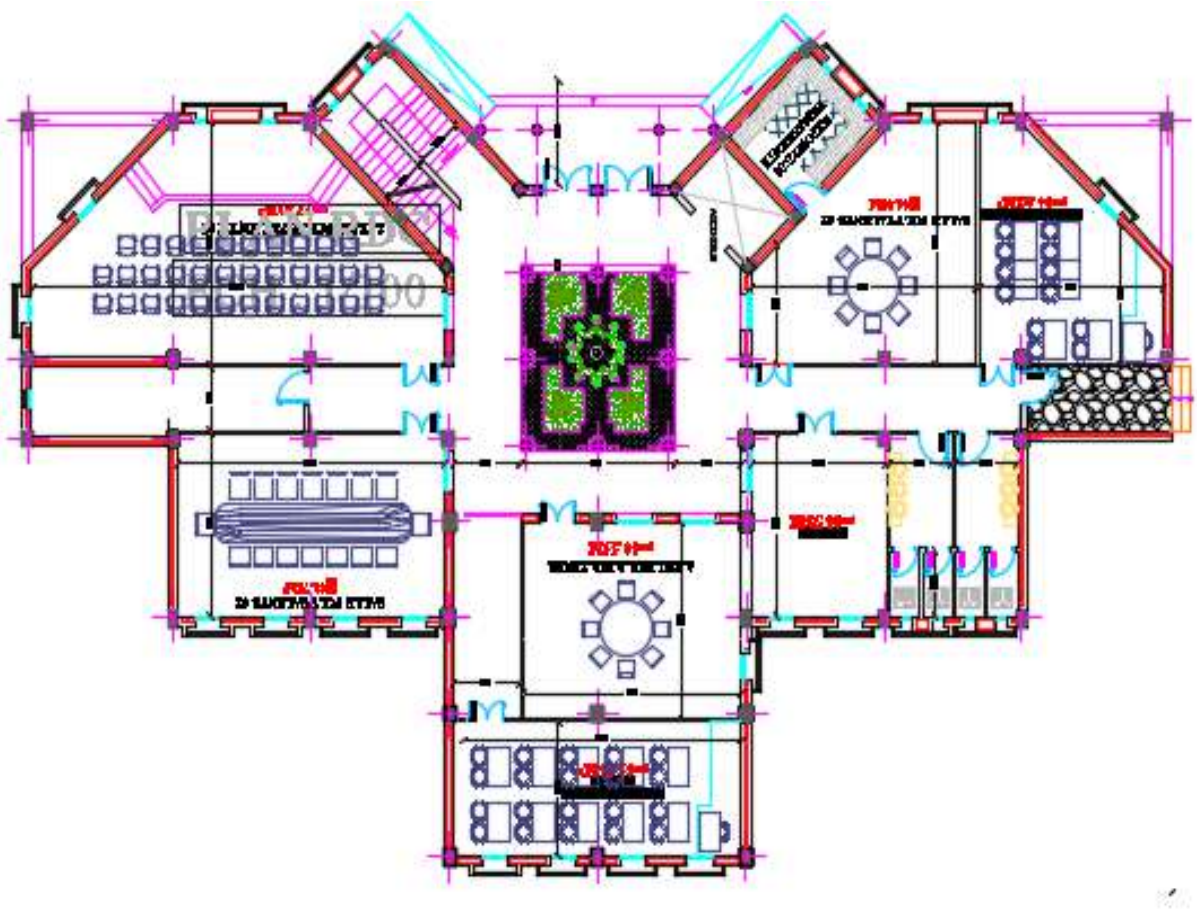


Figure I-3 : Plan RDC + étage courant

I-3 : Les dimensions :

Tableau I-1 : les dimensions du plan

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur L0 = 37.70 m Largeur L1= 25.43 m	Hauteur totale du bâtiment : H=23.8 m Hauteur de l'étage courant : h =3.4m Hauteur de RDC…….: hr=3.4 m Hauteur de sous-sol …….: hss=3.23m

- **L'ossature :**

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble des efforts suivants :

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

2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

L'ossature de la structure sera contreventée par un système mixte, assurée par des voiles et portique en béton armé.

- **Planchers :**

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

Notre structure comporte deux types de planchers.

- ✓ Planchers à corps creux
- ✓ Planchers en dalle pleines

- **Maçonnerie**

On a deux types

1-Murs extérieur : sont composés de

- ❖ deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- ❖ Une lame d'air de 5 cm

2-Murs intérieure : simple cloison

- **Revêtement**

Le revêtement de la structure est constitués par

- ❖ Carrelage de 2 cm pour les salles, les couloirs et les escaliers.
- ❖ Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.

- Enduits de plâtre pour les murs intérieur et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissage de façades extérieures.

- **L'acrotère**

Au niveau de la terrasse (inaccessible), la structure est entourée d'un acrotère réalisé en béton armé.

- **Les escaliers**

Notre structure comporte un seul type d'escalier : escalier droit à deux volées

- **Système de contreventement**

Notre structure comporte une hauteur dépassant les 11 m, alors le règlement parasismique algérien (RPA99V2003) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

- **Ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux de bâtiment.

- **Balcon :**

Par définition le balcon est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment.

- **Fondation :**

Les fondations sont des éléments dont le rôle est la transmission des charges induites par la structure au sol. Autrement dit c'est le support de la structure.

Pour notre projet les fondations seront choisies conformément au rapport du sol.

I-4-Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1. Béton

Le béton est une pierre artificielle obtenue en mélangeant en proportions convenables et de maniéré homogène du ciment, granulats (gravie, sables) et de l'eau de gâchage.

a-Caractéristique de béton

- Facile à le fabrique et à la mettre en œuvre.
- Bonne résistance à la compression.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Faible résistance à la traction.

b-Ciment

Le choix du dosage et la classe du ciment doit être fait en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique
- Imperméabilité d'eau

Pour notre ouvrage on utilisera le ciment composé CPJ – CEMII 42.5 Mpa.

c-Granulat

Le béton est constitué de deux types de granulats (d/D).

- Sable de dimension 0/5.
- Gravier de dimension (3/8, 8/15, 15/25).

d-Eau de gâchage

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur la réaction chimique du béton.

e-adjuvant :

L'adjuvant est un produit incorporé au moment de malaxage du béton à un dosage inférieure ou égale à 5% en masse du poids de ciment du béton, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et ou à l'état durci.

Pour notre ouvrage on utilisera un super plastifiants.

I.4.2.Béton armé

Le béton armé s'obtient par coulage du béton à l'état pâteux, à l'intérieur d'un moule appelé coffrage, le moule peut être en bois ou métallique et dans lequel les aciers sont placés au préalable.

Les aciers ainsi enrobés dans le béton portent le nom d'armatures.

I.4.3. Caractéristiques mécaniques du béton :

A) Résistance à la compression « f_{cj} »

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

Pour les bétons d'un âge j≤ 28jours la résistance caractéristique à la compression est donnée par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} * f_{c28} \quad si \quad f_{c28} \leq 40\,MPa \quad (CBA93).$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} * f_{c28} \quad si \quad f_{c28} > 40\,MPa \quad (CBA93).$$

Lorsque l'âge du béton dépasse 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 f_{tj}

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

F_{tj}=0.6+0.06f_{cj} (f_{tj}=2.4MPa).

D'où f_{tj} et f_{cj} en MPa.

C) Le Module de déformation transversale « G »

La valeur du module de déformation transversale G est donnée par la formule suivante

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

E : raccourcissement longitudinale

V : le coefficient de poison

V : égale à
- 0.2 Àl'état limite de services ELS.
- 0.0 À l'état limite d'ultime ELU.

D) Module de déformation longitudinale « E »

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module d'une déformation E_{ij} du béton âgée de « j » jours est pris égale à

$$\mathbf{E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}}$$

Pour un chargement longitudinal de j jours d'application le module E_{vj} est pris égal :

$$\mathbf{E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}}$$ avec E_{ij}, E_{vj}, f_{cj} en MPa

E) Contraintes limites à L'ELU« σ_{bc} »

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

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\gamma_b}}$$

Avec

0.85 : coefficient de minoration qui tient compte de l'altération du béton sur l'acier

$\mathbf{f_{c28}}$ En MPa

$\boldsymbol{\gamma_b}$ **:** Coefficient de sécurité égale à :
- 1.5 cas courant
- 1.15 Situation accidentelle

La contrainte ultime de cisaillement τ_u est donnée par la relation :

- τ_u= min (0.1 f_{c28} ; 4 MPa). Dans le cas normal
- τ_u= min (0.1f_{c28} ; 3 MPa). Dans le cas fissuration préjudiciable
- τ_u= min (0.18 f_{c28} ; 5 MPa). Armature inclinée 45°

F) Contrainte limite à L'ELS :

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

$\sigma_{bc} = 0.6\, f_{c28}$ ($\sigma_{bc} = 18\, MPa$)

Coefficient de poisson :

$\nu = \frac{\delta a/a}{\delta l/l}$ V=0.2 ELS ⇨ V=0.0 ELU

Avec

$\frac{\delta_a}{a}$: Allongement relatif de la section transversale.

I .4.4-Les armatures :

a-définition :

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

- ❖ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ❖ Aciers durs pour 0.25 à 0.4 % de carbone.

b- Caractéristique mécanique :

Tableau I.2 : caractéristique mécanique

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe MPa
Barre a haute adhérence HA	Armature Longitudinale	Fe 400	400
Treilles soudés TS	Dalles	TLE520	520

c- Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative εà l'état limite ultime (ELU).

$\mathbf{F_e}$: limite d'élasticité de l'acier. ⇨ Fe 400 MPa

E_s : module d'élasticité de l'acier. ⇨ Es = 2.10^5MPa

$\boldsymbol{\gamma_s}$: Coefficient de sécurité

- 1.15 (généralement).
- 1 (situation accidentelle).

Etat limite de service (ELS)

C'est l'état de vérification des contraintes en trois cas :

- Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification $\mathbf{f_e = \sigma_s}$

- Fissuration préjudiciable

Pas de vérification $\boldsymbol{\sigma = Min\left(2/3\ f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right)}$

- Fissuration très préjudiciable $\left(\boldsymbol{\sigma = \text{Min } 1/2\ f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}} \right)$

A vérifier

- η=1…….pour les aciers rends lisses (R.L).
- η=1.6……..pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

II.1-Introduction :

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de structure selon les règlements [2] et [1]

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure de la structure les éléments résistants de la structure du projet à savoir :

- Les planchers
- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

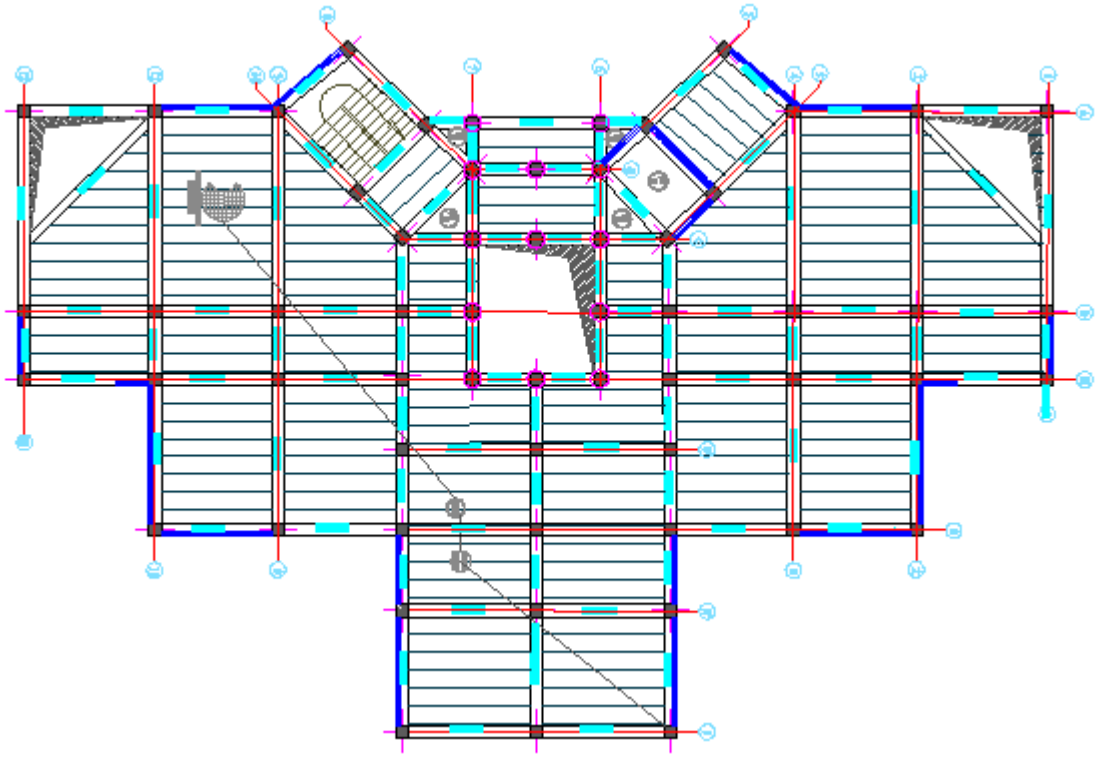


Figure. II. 1: coffrage de plancher

II-2-Pré dimensionnement des planchers :

Ce sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de la transmettre aux éléments porteurs, les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

Pour notre projet, deux types de planchers sont utilisés :

- ✓ Plancher corps creux
- ✓ Plancher dalle pleine

II-2-1-Planchers corps creux :[2]

Les planches sont constitués de poutrelle préfabriqué associes aux corps creux. La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

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

Avec :

L : longueur maximale de la poutrelle

L = 490 cm

$$\frac{490}{25} \leq h \leq \frac{490}{20} \quad \rightarrow \quad 19.6 \leq h \leq 24.5$$

On adopte **h= 20 cm** telle que h= d+e

d= 16 cm (hauteur du corps creux).

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

Donc, on opte pour un plancher à corps creux : **h= (16+4) cm [3]**



Figure II.2 : dimensionnement du plancher corps creux

II-2-2-Dalle pleine :

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

- ❖ Critère de résistance :

Pour les dalles reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L}{40} \leq e \leq \frac{L}{35}$$

Pour les dalles reposant sur 2 appuis :

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

Avec :

e : épaisseur de la dalle

l : la longueur plus grand portée

Dans notre projet les dalles reposant sur 3 appuis :

L=4.90 m

$$\frac{L}{40} \leq e \leq \frac{L}{35} \quad \rightarrow \quad \frac{490}{40} \leq e \leq \frac{490}{35} \quad \rightarrow \quad 12.25 \leq e \leq 14$$

On adopte **e=15cm**

II-3-pré dimensionnement des poutres : [2]

Les poutres sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion

D'après RPA99 version 2003 les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

- $h \geq 30\ cm$ [2]
- $b \geq 20\ cm$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

D'après la formule empirique, les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante :

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

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

Avec

L : les plus grands portés dans le sens considéré entre axes

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Tableau II-1 : pré-dimensionnement des poutres

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= **7.30 m** ⇒ 48.67cm ≤ h ≤ 73cm on adopte **h = 50 cm** ⇒15cm ≤ b ≤ 35cm on adopte **b = 30 cm**	L_{max} = **4.90m** ⇒ 32.66cm ≤ h ≤ 49.0cm on adopte **h = 40 cm** ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm on adopte **b = 30 cm**
Vérification selon le RPA 99	h=50cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.66 ≤ 4	h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0684) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0816) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h = 50 cm ; b = 30 cm**	**h = 40 cm ; b = 30 cm**

Toutes les vérifications du RPA99 version 2003 sont satisfaites.

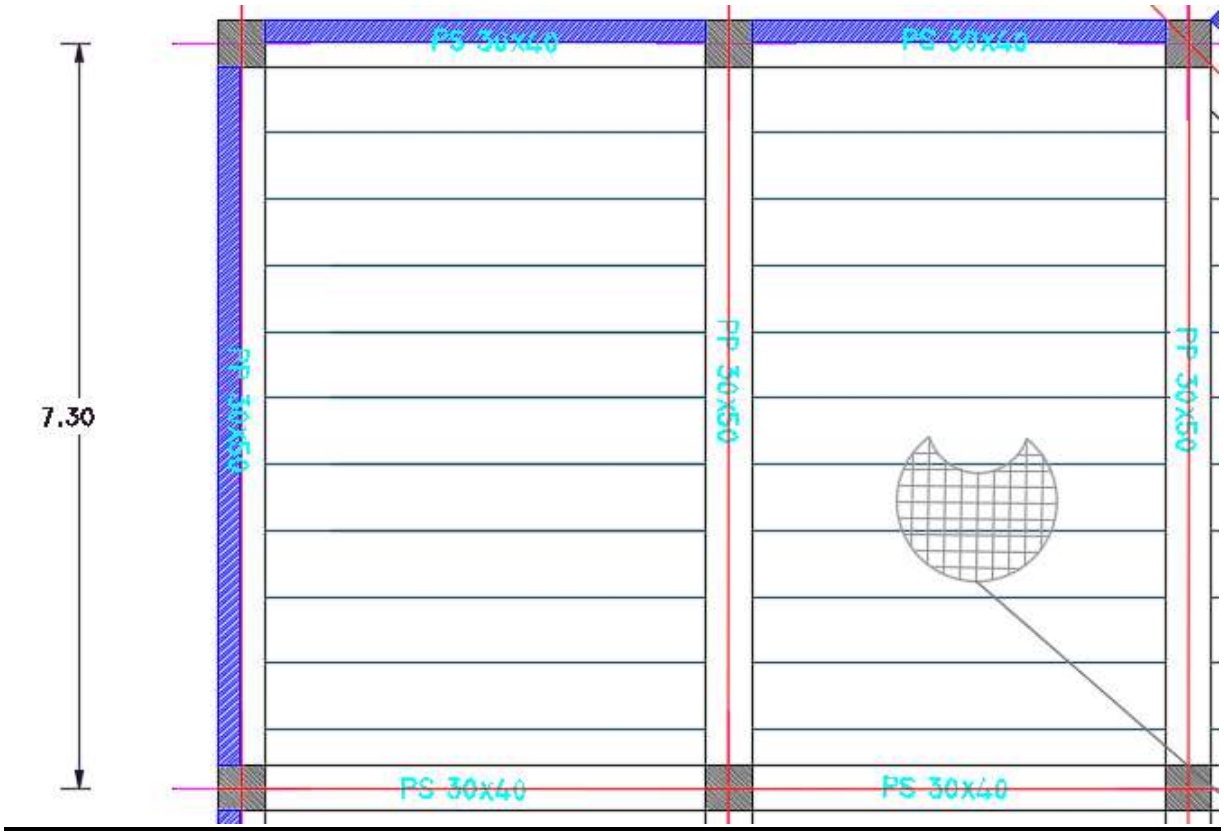


Figure II.3: poutre principale et secondaire

II-4-pré dimensionnement des poteaux :

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitations à l'état limite ultime (Nu = 1.35 G+1.5 Q).

II-4-1-Etapes de pré dimensionnement :

- Choisir le poteau plus sollicité
- Calcul de la surface reprise par le poteau
- Evaluation l'effort normal
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par **RPA99 version 2003**

Pour les poteaux rectangulaires ou carrées :

Min (b ,h) ≥ 30 cm en zone IIb [1]

$$\overline{Nu} = \left[\frac{B_r f_{c28}}{\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \alpha \right] [2]$$

Avec :

$\overline{Nu}$: l'effort normal admissible à L'ELU

Br : section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle

Br = (b-2) cm x (h-2) cm.

γ_b **:** coefficient de sécurité du béton (situation durable)**.**

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier (situation durable).

f_{c28} et Fe : résistance caractéristiques du béton et de l'acier.

As : section d'armature dans le poteau prise égale à 0.1% de la section réelle du poteau

$$As = \frac{B}{1000}$$

α: coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \qquad i = b/\sqrt{12} \quad \text{pourla section carrée}$$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7\ l_0$(le poteau le plus sollicite est intérieur de la Structure).

i : rayant de giration

λ : l'élancement géométrique

II.4.1.a. Calcul de la surface de poteaux le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau carré :
  Sp= (2.3+2.1)*(1.075+3.5)=20.13 **m^2**
- Surface totale:

  St=(2.25+2.45)*(1.225+3.65)=22.91 **m^2**

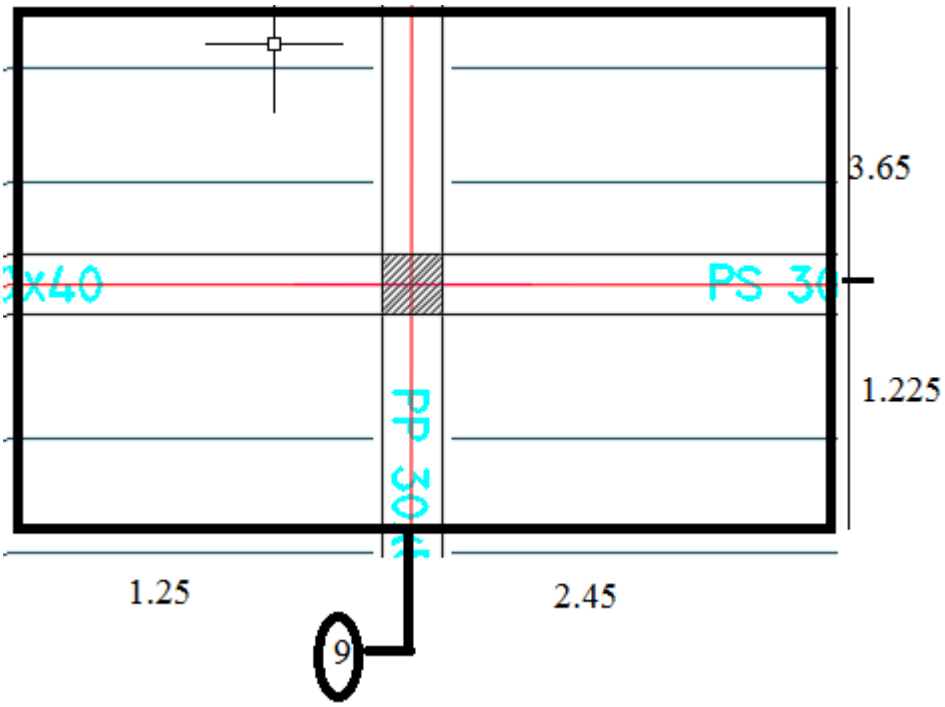


Figure II-4 : Le poteau le plus sollicite

II.4.2.Dimensions des poteaux:

Tableau II -2 : les dimensions des Poteau

Etage	Terrasse	5eme	4eme	3eme	2eme	1er	RDC	s-sol
Dimension du poteau carré	35*35	35*35	40*40	40*40	40*40	45*45	45*45	45*45
Dimension du poteau circulaire	45	45	45	45	45	45	45	45

II.4.2.a. Evaluation des charges

Selon le DTR B.C.2.2 Nous avons :

- ✓ **G** : charges permanentes.
- ✓ **Q** : charges d'exploitation

A) .Charges permanentes

A).1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.3 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Référence
1	Gravier roulé (8/15)	4	0.2	0.8	DTR C-5- P 41
2	Etanchéité multicouche	2	0.12	0.12	DTR C-5- P 41
3	Papier kraft	-	-	0.05	
4	Liège (isolant)	4		0.16	DTR B - P35
5	Forme de pente	10		2.2	DTR B - P35
6	Film polyane	-	-	0.01	
7	Pare vapeur	1		0.06	
8	Plancher (16+4)	16+4	-	2.85	DTR C-3 P39
9	Enduit en platre	2	10	0.2	DTR C-3P38
Charge permanente G				6.45	

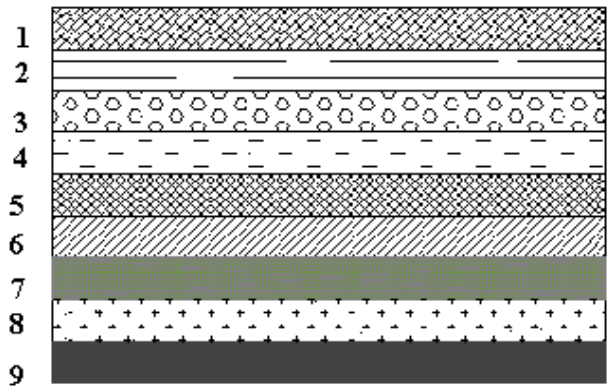


Figure. II.5: Composants d'un plancher

A).2. Plancher étage Courant (Corps Creux)

Tableau II.4 : charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	Référence
1	Carrelage	2	20	0.4	DTR B.C.2.2 C.4 revêtement du plancher
2	Mortier de pose	2	20	0.40	DTR B.C.2.2 c.2- E NDUITS
3	Lit de sable	3	18	0.54	DTR B.C.2.2
4	Plancher (16+4)	20	-	2.85	DTR C-3 P39
5	Enduit plâtre	2	10	0.20	DTR C-3P38
6	Cloison simple	0.10	-	1.62	
Charge permanente G				6.01	

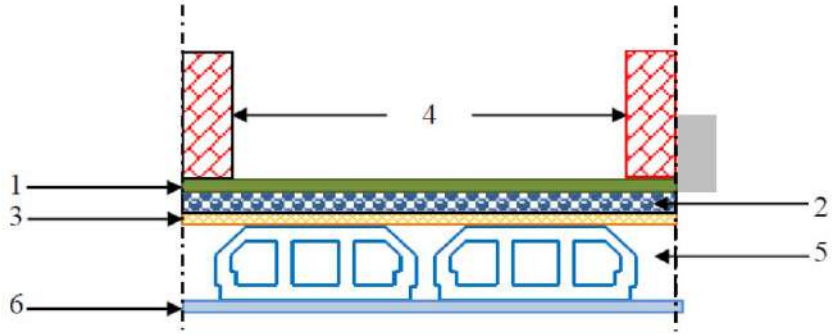


Figure II.6 : constituant d'étages courants

A).3. Dalle pleine :

Tableau II.5 : charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)	**Référence**
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4	DTR B.C.2.2 C.4 revêtement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4	DTR B.C.2.2 c.2- E NDUITS
3	lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2
4	dalle en béton armé	0.15	25	3.75	
5	enduit en plâtre	0.02	10	0.2	DTR C-3 P38
6	Simple cloison	0.10	_	1.62	
Charge permanente G				6.91	

A).4. Maçonnerie :

A).4.a Murs extérieurs (doubles-cloisons)

Tableau II.6: charges permanentes du mur double cloison

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
3	Double cloison	0.10*2	-	1.80
4	Lame d'air	0.10	-	-
Charge permanente G				2.52

A).4.b Murs intérieurs (simples-cloisons)

Tableau II.7 : charges permanentes du mur simple

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.015	18	0.36x2
2	Brique creuse	-	-	0.9
Charge permanente G				1.62

B) Surcharge D'exploitation

Tableau II.8: charges d'exploitation pour terrasse et l'étage courant

NIV	Usage	Q(KN/m^2)
Terrasse	inaccessible	1
Etage courant	bureau	2.5

II.4.3. Descente des charges :[1]

II.4.3.a Calcul des charges permanentes :

$G_{pp/ps} = L \times b \times h \times \rho_b$

$G_{pot} = H \times b \times h \times \rho_b$

$G_{plancher\ EC/Terrasse}$ = poids propres x S_p

Tableau II-9 : calcul des charges permanente

NIV	he	G Plancher	G P. Principale	G P. secondaire	G Poteau	G tot
terrasse	3.4	129.83	17.15	13.2	10.41	170.94
5eme	3.4	120.98	17.15	13.2	10.41	162.09
4eme	3.4	120.98	17.15	13.2	13.6	165.28
3eme	3.4	120.98	17.15	13.2	13.6	165.28
2eme	3.4	120.98	17.15	13.2	13.6	165.28
1er	3.4	120.98	17.15	13.2	17.21	168.54
RDC	3.4	120.98	17.15	13.2	17.21	168.54
S-sol	3.23	**120.98**	17.15	13.2	16.35	167.68

II.4.3.b Calcul des charges d'exploitations :

Selon le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation", on utilise la loi de Dégression sur la charge d'exploitation et nous imposons les lois suivantes :

$\sum Qn = Q0 + ((3+n)/2n) \sum_{i=1}^{n} Qi$, le coefficient (3+n)/2n étant valable pour n >5

Loi de dégression des charges Q :

- **Plancher terrasse : Q0**
- **5eme étage Q 0+Q 1**
- **4eme étage Q 0 + 0.95 (Q 1 + Q 2)**
- **3eme étage Q 0 + 0.90 (Q 1 + Q 2+ Q 3)**
- **2eme étage Q 0 + 0.85 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4)**
- **1er étage Q 0 + 0.8 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4 + Q 5)**
- **RDC Q 0 +0.75 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4+Q 5 +Q 6)**
- **S/Sol Q 0 +0.70 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4+Q 5+Q 6 + Q7)**

Application numérique

Etage terrasse : Q 0= 22.91 x 1= 22.91 KN

5ème étage :Q 1= 22.91 +57.27= 80.18 KN

4eme étage : Q 2= 22.91 +0.95 (57.27*2) = 131.72KN

3eme étage : Q 3= 22.91 +0.90 (57.27*3) = 177.53 KN

2eme étage : Q 4= 22.91 +0.85 (57.27*4) = 217.62 KN

1er étage : Q 5= 22.91+ 0.80 (57.27*5) = 251.99KN

RDC : Q 6= 22.91 + 0.75 (57.27*6) = 280.62 KN

S/Sol : Q 7= 22.91 + 0.70 (57.27*7) = 303.53 KN

II-4-4 efforts normal ultime:

Nu = 1.35G+1.5Qavec$\bar{N}_U$ = Nu+ 10% Nu = 1.1 Nu

Tableau II-10 : efforts normal ultime d'un poteau carré

Niveau	G_{cumul} *en KN*	Q_{cumul} *en KN*	*Nu= 1.35G+1.5Q*	$\bar{N}_U$*=1.1 Nu*
Terrasse	170.94	*22.91*	*265.13*	*181.64*
5eme	162.09	*80.18*	*339.09*	*373.00*
4eme	165.28	*131.72*	*420.66*	*462.73*
3eme	165.28	*177.53*	*489.42*	*538.36*
2eme	165.28	*217.62*	*549.55*	*604.51*
1er	168.54	*251.99*	*605.51*	*656.78*
RDC	168.54	*280.62*	*648.45*	*713.30*
S-Sol	167.68	*303.53*	*681.66*	*749.82*

II-4-5 vérification de la section du poteau :

a)-Justification du poteau :

Tableau II-11 : résume de justification du poteau

NIV	*L (m)*	*Section (cm)*	*A (cm2)*	*Lf (cm)*	*λ*	*α*	*Br (cm2)*	*Nu adm (KN)*	*$\bar{N}u$ (KN)*	*$\bar{N}u$<Nu adm*
Terrasse	3.40	(35*35)	1.225	238	23.56	0.779	1089	1645.36	*181.64*	c. vérifier
5eme	3.40	(35*35)	1.225	238	23.56	0.779	1089	1645.36	*373.00*	c. vérifier
4eme	3.40	(40*40)	1.6	238	20.62	0.795	1444	2170.13	*462.73*	c. vérifier
3eme	3.40	(40*40)	1.6	238	20.62	0.795	1444	2170.13	*538.36*	c. vérifier
2eme	3.40	(40*40)	1.6	238	20.62	0.795	1444	2170.13	*604.51*	c. vérifier
1er	3.40	(45*45)	2.025	238	18.32	0.805	1849	2813.07	*656.78*	c. vérifier
RDC	3.40	(45*45)	2.025	238	18.32	0.805	1849	2813.07	*713.30*	c. vérifier
S-Sol	3.23	(45*45)	2.025	226.1	17.40	0.810	1849	2830.55	*749.82*	c. vérifier

II-5-Pré dimensionnement des voiles : [2]

Pour le pré dimensionnement de cet élément le règlement en exige une épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur la figure ci-dessous :

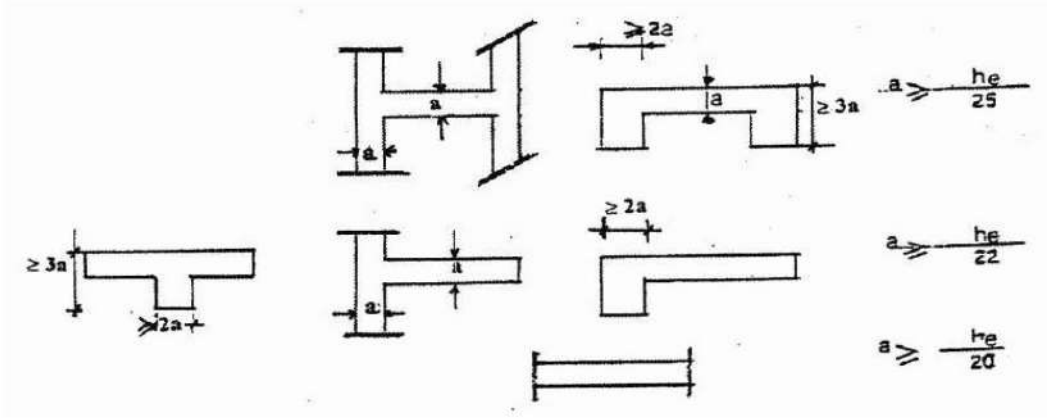


Figure II.7 : coupes de voiles en plan

Avec :

h_e : la hauteur libre

h : hauteur d'étage h=340 cm

h_p ; hauteur de poutre h_p= 40 cm

h_e= h -h_p

- ✓ Etage courant :

Dans notre cas $a \geq \frac{h_e}{22}$

he=3.40-0.4 h_e = 3.00 m $a \geq \frac{300}{22} a \geq 13.63\ cm$

On adopte **a=15 cm**

- ✓ Pour le sous-sol :

Dans notre cas $a \geq \frac{h_e}{20}$

h_e =3.23 – 0.4 h_e = 2.83 m $a \geq \frac{283}{20} a \geq 14.15\ cm$

On adopte **a= 20cm**

CHAPITRE II

II.1-Introduction : 10
II-2-Pré dimensionnement des planchers : 11
II-2-1-Planchers corps creux : 11
II-2-2-Dalle pleine : 11
II-3-pré dimensionnement des poutres : 12
II-4-pré dimensionnement des poteaux : 14
II-4-1-Etapes de pré dimensionnement : 14
II.4.1.a. Calcul de la surface de poteaux le plus sollicité 15
II.4.2.Dimensions des poteaux: 16
II.4.2.a. Evaluation des charges 16
A) .Charges permanentes 17
A).1. Plancher terrasse inaccessible 17
A).2. Plancher étage Courant (Corps Creux) 18
A).3. Dalle pleine : 19
A).4. Maçonnerie : 19
A).4.a Murs extérieurs (doubles-cloisons) 19
A).4.b Murs intérieurs (simples-cloisons) 20
B) Surcharge D'exploitation 20
II.4.3. Descente des charges : 21
II.4.3.a Calcul des charges permanentes : 21
II.4.3.b Calcul des charges d'exploitations : 21
II-4-4 efforts normal ultime: 22
II-4-5 vérification de la section du poteau : 23
a)-Justification du poteau : 23
II-5-Pré dimensionnement des voiles : 24

III.1.Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse,

le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui

Provoqueraient des fissures.

III.2. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. C'est un système isostatique 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.

La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

III.2.1. Charges permanentes et d'exploitations

Tableau III -1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	S=(0.1*0.6)+(0.1*0.15)=0.075 m² V=0.075*1=0.075 $\mathbf{m^3}$ Ga=0.075*25=1.875 KN/ml
charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

III.2.2. Calcul des efforts :

Tableau III -2 : Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 x G= 1.35x1.875=2.53	G = 1.875
Effort tranchant : Tu (kN)	1.5 x Q = 1 .5x1=1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 x Q x h =1.5x1x0.6=0.9	Q x h = 0.6

III.2.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100*10) cm2 soumise à la flexion composée.

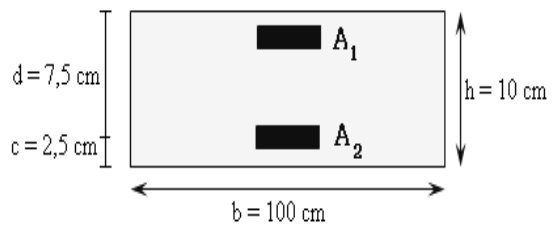


Figure III.1: Section de béton armé à l'E.L.U

Tableau III.3: Dimensions et caractéristiques de l'acrotère

Notation	b (cm)	h (cm)	C (cm)	Fc28(MPa)	Fe (MPa)	L0 (m)	Lf (m)
Valeur	100	10	2.5	25	400	0.6	1.2

- **A l'ELU**
  - Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,\text{cm}^2 > A = 0.30\,\text{cm}^2$$

Donc: A = Amin = 1.00 cm2

On adoptera: A2 = 4HA8

  - Armatures de répartition:
  - On a: $\frac{A}{4} \le A_{r\,ep} \Rightarrow 0.58 \le A_r$

Donc, on prendra : Arep = 4HA6

  - Espacement:

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\,\text{cm} \le S_{\min} = \min[3h = 30\,\text{cm}\,;33\,\text{cm}] = 30\,\text{cm}$$

$$S_{tr} = \frac{60}{4} = 15\,\text{cm} \le S_{\min tr} = \min[4h = 40\,\text{cm}\,;45\,\text{cm}] = 40\,\text{cm}$$

Vérification a l'ELS

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

Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$; $\sigma_s = 15k(d - y_1)$

Donc: σb = ky1= (40, 46 x 10-3) x 21.4 ⇒σb = 0.86 MPa

Et : σs = 15 k (d - y1) = 15 x 40, 46 x 10-3 × (75 - 21.4) ⇒σs = 32, 53 MPa

Donc, on obtient:

σb = 0.86 MPa ≤ $\overline{\sigma}$ b= 0, 6 fc28 = 15 MPa (CV).

σs=32, 53 MPa ≤ $\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 333.33\text{ MPa}\,;110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\text{ MPa}\right] = 201.633\text{ MPa}$ (CV)

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

III.2.4-Vérification de l'effort tranchant:

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

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

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

III.2.5-Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: τu ≤ $\overline{\tau}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02\text{ MPa}$$

Et: $\overline{\tau} = \min\left[0,\ 15\ \frac{fc28}{\gamma b}\ ;\ 4\text{ MPa}\right] = 2{,}5\text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)

D'où alors: $\tau_u = 0{,}02\text{Pa} < \overline{\tau}_u = 2{,}5\text{ MPa}$ C Verifiée

III-3 Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est un élément secondaire vertical qui relit entre deux ou plusieurs étages, il se compose de :

Dans notre cas, on constate que le volée se compose de 2 palier de 1.50 m d'hauteur entre eux, reliés par une paillasse de n=10 contre marches.

Et pour leurs dimensionnements, il faut satisfaire la cdt de BLONDEL, on assurant le confort pendant l'utilisation :

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

Avec :

g : giron variée entre (22 , 33) => g = 30

h : contre marche variée entre (14,20)

n : nombre de contre marche

n' : nombre de marche

L : la longueur de la ligne de foulée (l = n' x g)

1ere volée : 12 marches

2eme volée : 9 marches

H=12*0.17=204cm et L=12*30= 360 cm.

- Vérification de la formule de BLONDEL:

$59 \leq g + 2h \leq 66$ (c.v)

- Angle d'inclinaison "α":

tg α = h/g = 17/30 = 0.566 => α = 29.53°

- Longueur de la paillasse "L0":

$L_0 = L / \cos \alpha = 413.74$ cm

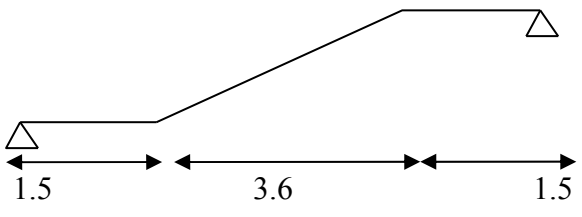


FIGURE III-2. Schéma statique d'escalier

- Longueur totale de l'escalier Ltot

L_{tot}=4.137+1.50=5.637m

- L'épaisseur de la paillasse "ep":

$$\frac{Lt}{35} \leq e_p \leq \frac{Lt}{30}$$

$0.161 \leq e_p \leq 0.187$ => $e_p = 17$cm

III-3-1.Evaluation de la charge permanente et la surcharge d'exploitation :

-Charge permanente :

-Charge permanent du palier:

Tableau III-4 : Charges permanentes du palier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)	Référence
1	Carrelage	0.02	20	0.4	DTR B.C.2.2 C.4 revêtement du plancher
2	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C.2.2
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4	DTR B.C.2.2 c.2- E NDUITS
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75	
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36	DTR B.C.2.2 c.2- E NDUITS
Charge permanente G				**5.45**	

Charge permanent de la paillasse :

Tableau III-5 : Charges permanentes de la paillasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)	REFERENCE
1	Carrelage	0,02	20	0.4	DTR B.C.2.2 C.4 revêtement du plancher
2	Lit de sable	0,03	18	0.54	DTR B.C.2.2
3	Mortier de pose	0,02	20	0.4	DTR B.C.2.2 c.2- E NDUITS
4	Poids propre de la paillasse	E/cos(α)	25	4.37	-
5	Poids des marches	0,085	25	2.25	-
6	Enduit DE CIMENT	0,2	18	0,36	DTR B.C.2.2 c.2- E NDUITS
Charge permanente G				8.32	

- **Surcharge d'exploitation:**

$Q = 2.5KN/m^2$

Tableau III-6 : effort tranchant de l'escalier

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
Paillasse	8.32	2.5	14.98	10.82
Palier	5.45	2.5	11.10	7.95

III-3-2 Détermination des efforts :

- **à l'ELU:**

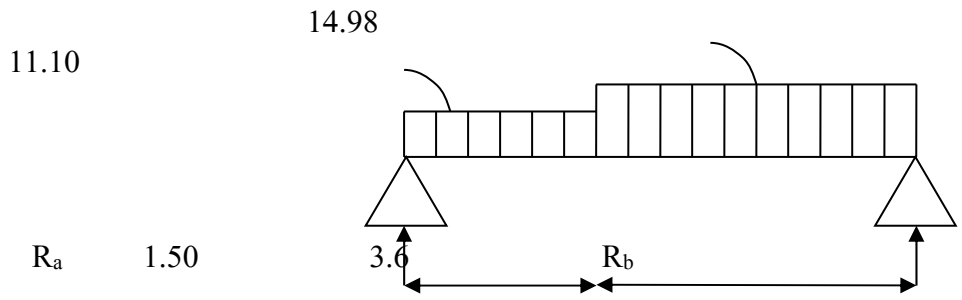


Figure III-3 : charge sur l'escalier a L'ELU

Moment en travée : $M_t=0.85M_{max}=0.85\times46.54=39.55$ KN.m

Moment en appuis : Ma=0.5Mmax=0. 5×46.54=23.27KN.m

- ***Diagrammes des efforts :***

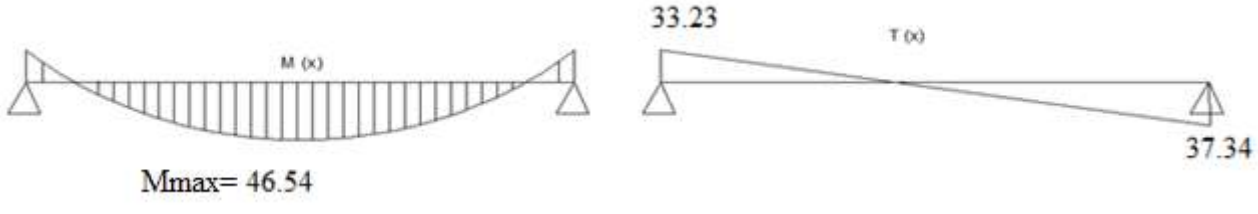


Figure III-4 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant A L'ELU

- **à l'ELS:**

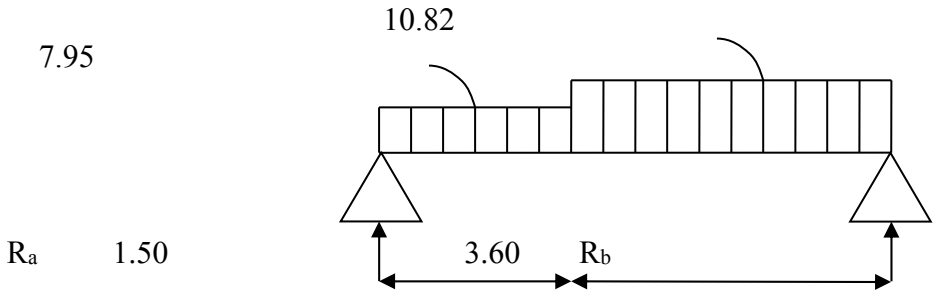


Figure III-5 : charge sur l'escalier à L'ELS

Moment en travée : Mt=0.85Mmax=0.85× 33.56=28.52 KN.m

Moment en appuis : Ma=0.5Mmax=0. 5× 33.56=16.78KN.m

- ***Diagrammes des efforts :***

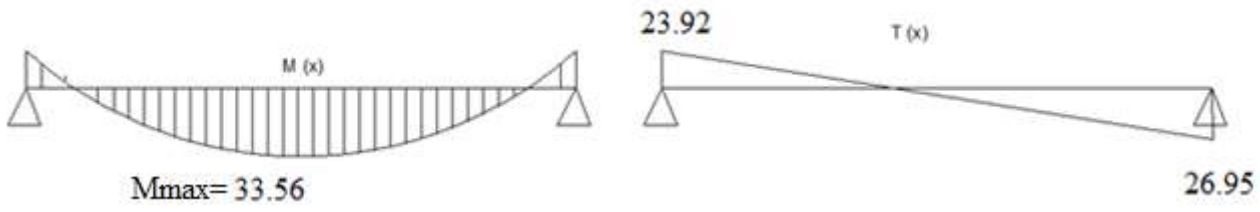


Figure III-6 Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S

III-3-3 Calcul du ferraillage :

III-3-3-1 Calcul à l'E.L.U:

Tableau *III-7*: les données de ferraillage

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 17cm	d=14.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III-8 : calcul du ferraillage

	Mu(KN.m)	d(cm)	M	β	A calcul (cm²/ml)	Achoisie (cm²/ ml)
En travée	39.55	14.5	0.132	0.929	8.43	6 HA 14 A=9.24 **cm²**
Appuis	23.27	14.5	0.078	0.959	4.80	6 HA14 A=9.24 **cm²**

- Condition de non fragilité :
- On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$
- En travées: $A = 9.24\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\ cm^2$ (c.v)
- En appuis : $A = 9.24\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\ cm^2$ (c.v)

Armature de répartition :

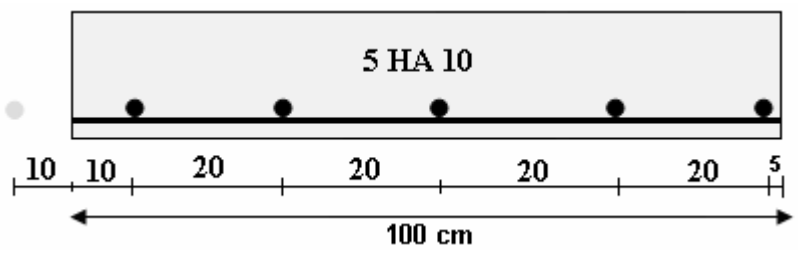
Tableau ***III*** -9 : Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31$	5 HA 10= 3.93cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31$	5HA10 = 3.93cm²

- Condition d'espacement :

Tableau ***III*** -10 : Vérification de l'espacement

les armatures longitudinales	les armatures transversales
S_t=100/5=20 cm *on prend S_t=20cm* L'espacement maximal : $S_{p\,max} \leq$ Min [3h ,33cm]= 33cm L'espacement minimal : $S_{p\,min}$ = 2.5cm	$S_t \leq S_{t\,adm}$ = Min [4h ,45cm]=45, S_t = 20≤ $S_{t\,adm}$ =45 (C. Verifier)



Vérification de l'effort tranchant:

$\tau u = Vu/ b.d \leq \tau = 0.07\ Fc28 /1.5 = 1.1\bar{6}$ MPa**(CBA93 A.5.2.2)**

$\tau u = (37.34 * 10^3)/(1000*125) = 0.298$ MPa

$\tau u = 0.298 \leq \tau = 1.16$ MPa (CV)

III-3-3-2Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:
$\overline{\sigma_b} > \sigma_b$

Tableau **III** -11 : vérification des contraintes a L'ELS

	En travées	En appuis
A (cm²)	9.24	9.24
M_{ser} (kN.m)	28.52	16.78
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.44$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.44$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 16944.13$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 16944.13$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 7.47$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 7.47$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.VERIFIEE	C.VERIFIEE

III-3-3-3 Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{17}{510} = 0.03 < \frac{1}{10} = 0.1$ (CN V).
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{510} = 0.03 < \frac{1}{16} = 0.06$ (C N V).
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{Fe} \rightarrow \frac{7.92}{100 \times 14.5} = 0.0054 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$

Ainsi on doit procéder à la vérification de la flèche.

III-3-3-4 Calcul de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la Flèche maximale sous charges instantanées.

$$f_i = M_{ser}L^2 = 10\ E_i\ I_{fi}$$

La valeur de la flèche maximale sous les charges à langue durée d'application:

$$f_v = M_{ser}L^2 = 10\ E_v\ I_f$$

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \le \overline{f}$:

$$\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \le 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots si \quad L \ge 5m \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

Pour les flèches dues aux charges instantanées:

$$f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_iI_{fi}}$$

❖ **Donnée :** h = 17 cm d=14.5 cm b=100cm c=2.5 cm A=9.24

$$Y = \frac{b\frac{h^2}{2} + 15A\,d}{bh + 15A} \rightarrow Y = 4.44\ cm$$

Tableau **III** -12 Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm⁴)
9.24	28.52	0.0054	347.82	0.617	4.44	16944.13
I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
18256.97	18638.54	4.3	12.8	8.5	10.2	Oui

III. 4. CALCUL POUTRE PALIERE:

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par "**BAEL91 modifié 99** " est vérifiée selon le " **RPA99 version 2003**

III.4.1 PREDIMENSIONNEMENT:

Tableau **III** -13 Pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 3.4 m ⇒24cm ≤ h ≤36cm on adopte h = **35**cm ⇒10.5cm ≤ b ≤24.5 cm on adopte b = **30** cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.1029) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = **35**m ; b = **30** cm

III.4.2. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre paliére $0.35\times0.3\times25=2.62KN/ml$
- Poids du volet porté par la P. Palière : 13.77 *KN /ml*

G= 16.39 KN/ml

Donc : P_u = 1.35x16.39 = 22.12 KN/ml
P_{ser} = 16.39

- Calcul des efforts:

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

$R_a = R_b = pl/2$

$M^{max\ apuis} = M_a = M_b = pl^2/12$

$M^{max\ travée} = pl^2/24$

Tableau **III** -14 Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	37.6	21.3	10.65
ELS	27.86	15.78	7.89

III.4.3.Calcul du ferraillage :

Tableau **III** -15 les données de ferraillage

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 35cm	d=32.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

- A l'ELU

Tableau **III** -16 Calcul du ferraillage a l'ELU de la poutre palière

	Mu KNm	**μ**	**α**	**β**	**$A_{calcule}$**	**A' (cm^2)**
En travée	10.65	0.024	0.0304	0.988	9.53	0
Appuis	21.30	0.048	0.0615	0.975	1.93	0

- Condition de non fragilité:

A=B/1000 => A= 30*35/1000 => A= 1.05 cm^2

A = Max[$A_{calculé}$; A]

Donc on adopte:

- en travée A = 7HA14 = 10.78cm^2/ml
- en appuis A = 2HA14 = 3.08 cm^2/ml

Vérification de l'effort tranchant:

$\tau u = Vu/ b.d \leq \tau = 0.07\ Fc_{28}/1.5 = 1.16$ MPa **(CBA93 A.5.2.2)**

$\tau u = (37.60 * 10^3)/(300*325) = 0.385$ MPa

$\tau u = 0.385$ MPa $\leq \tau = 1.16$ MPa (CV)

- Vérification de compression dans la bielle de béton:

$V_U < 0.4\ (fc_{28}/ 1.5)\ b_0\ a$

Avec : a = Min (b-c-2 ; 0.9d) = Min (25.5 ; 29.25), donc **a =25.5cm**

V_U=37.60 KN < 0.4*25*10^6/1.5*0.3*0.255 = 510 KN **(C.V)**

- Vérification au voisinage de l'appui:

$2V_u/(b_0\ a) < 0.8\ fc_{28}/\gamma_s$

⇨ 2*37.60*10^3/(0.3*0.255)= 0.98 < 17.39

A=3.08cm²>γs.V/fe = 1.15 * 37.60*10^3/400= 1.08 cm²

- Armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{20}, \phi_{l\min}\right\} = \min\left\{\frac{350}{35}, \frac{300}{20}, 10\,mm\right\} = 10\,mm$$

$$Onprend : \phi_t = 8\,mm$$

$$A_t = \frac{\pi.\phi_t^{\,2}}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.502\,cm^2$$

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

- Vérification du R.P.A 99:

$$S_t \leq \min(0{,}9.d; 40\,cm) = \min(0{,}9 \times 32.5; 40\,cm) = 29.25\,cm$$

A l'ELS :

Tableau III-17 : Vérification de la contrainte " σb " à l'E.L.S (poutre palière)

	A (cm²)	Y (cm)	I (cm4)	M_{ser} (KNm)	$\overline{\sigma}_b$	σ_b	$\overline{\sigma}_b < \sigma_b$
En travée	10.78	9.72	48425.69	27.47	14.2	0.057	oui
En appuis	3.08	12.91	83011.60	54.93	14.2	0.066	oui

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

III-5.plancher corps creux (poutrelle) :

Ce type de plancher est très couramment utilisé. Il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers en corps creux, le calcul se fera pour:

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

III.5.1. La dalle de compression

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

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire 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

$$\mathbf{At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}}$$

Avec :

- L : espacemententre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520(fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.
  $50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

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

$$\mathbf{Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l}$$

III.5.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées pour les sollicitations **(G, Q).**La surface revenant à chaque poutrelle est **S = 0,65*L**, nous disposons les poutrelles dans le sens de la petite portée.Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ♦ Avant coulage.
- ♦ Après coulage.

III.5.2.a. avant coulage

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

- ❖ son poids propre.
- ❖ le poids de corps creux (entrevous).
- ❖ une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est **Max [1 ; 0.5*L KN]** qui représente le poids d'un ouvrier.
- ❖ La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement entreposé.
- ❖ $Q = \text{Max}\begin{cases}1\text{kN} \\ 500\text{N/m}\end{cases}$ Localisée au milieu de la travée **[B.6.8.4.1.2]**

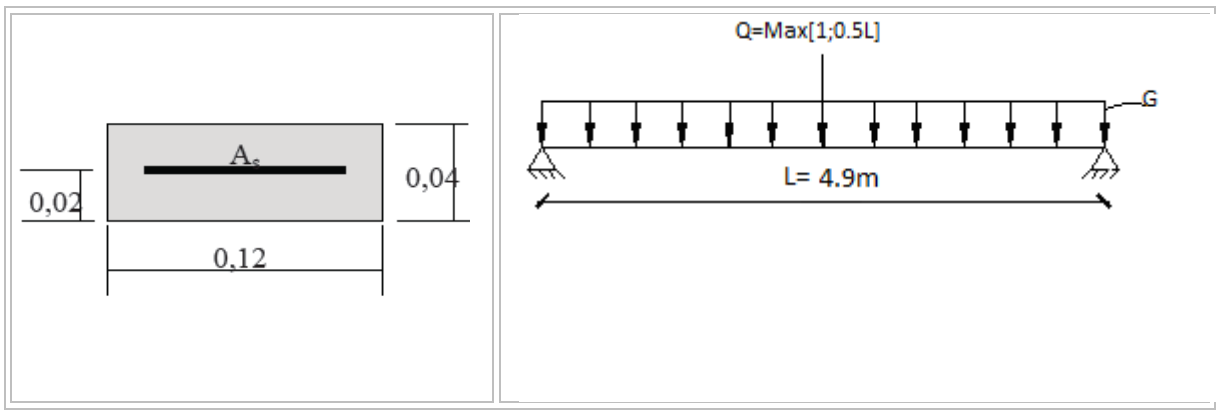


Figure III-7: schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges et surcharges pour une section de **(12*4) cm²**

Tableau III .18: les charges et surcharges de la poutrelle avant

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.90	0.5x4.90=2.45	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12x0.04x25 = 0.12	0.65x1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau III- 19: Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8}$ =2.31	$\frac{QL}{4}$ =3	1.35MG+1.5MQ=7.61

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{7.61 * 10^3}{14.2 * 0.12 * 20^2} = 11.16 \gg \mu l = 0.392$$

Cette valeur de μ=11.16 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

III.5.2.a.1.Calcul des étaiements :

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

$$f = f_Q + f_G$$

Avec :

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

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

f_G : Une flèche due à la charge répartie

$$f_G = \frac{5 . P_G . L^4}{384 . E . I}$$

P_G = G= 0.77kN/m

- G = poids du plancher (16+4)= 2.85*0.65=1.85 kN/ml
- Q =1*0.65=0.65 kN/ml
- $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L <5m

Tableau III-20 : Détermination du nombre des étais

Nombre des étaiements	L (m)	P_Q (kN /ml)	P_G (kN /ml)	f_Q (m)	f_G (m)	f(m)	$\bar{f}$	$f \leq \bar{f}$
0	4.9	2.45	0.77	291.71	280.77	572.48	9.8	non
1	2.45	1.22		18.15	17.54	35.69	4.9	non
2	1.63	1		4.38	3.43	7.81	3.2	non
3	1.22	1		1.83	1.07	2.9	2.4	non
4	0.98	1		1.01	0.44	1.45	2.0	OUI

On place **4**étai à une distance **L=0.98 m entre** 2étais successifs

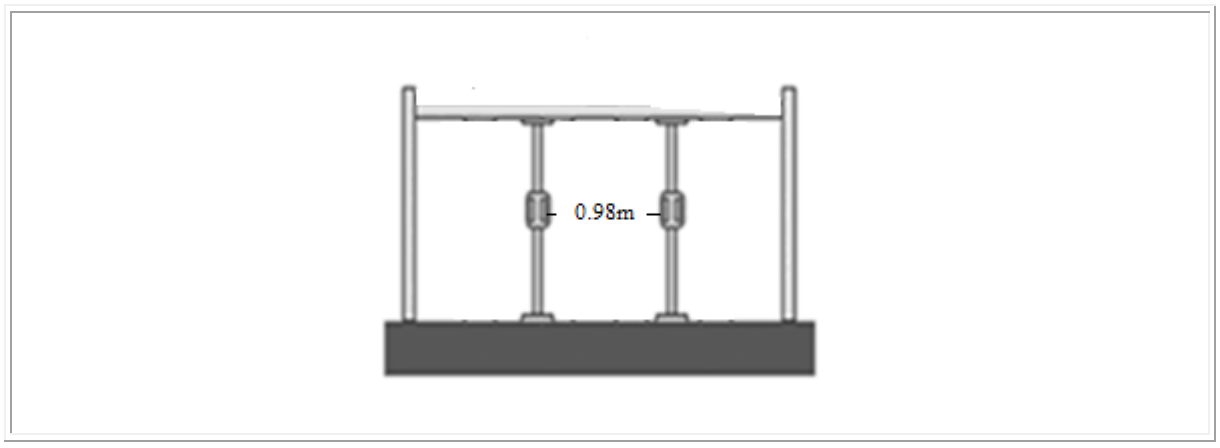


Figure III -8: Choix de disposition des étais

III.5.2.b. Après coulage : on fait un calcul exact par le SAP 2000 v_19:

On a deux types de poutrelle

- 1 seul travée

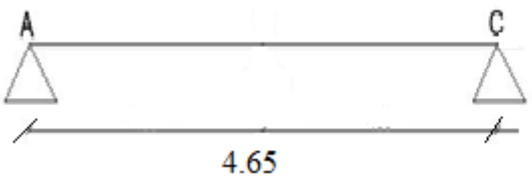


Figure III.9 poutrelle 1 seul travée

- 3 travée

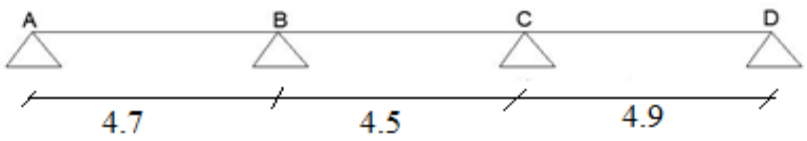


Figure III.10 poutrelle a 3 travées

Tableau III.21 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 1 seul et trois travées (ELU**) et** ELS)

	ELU		ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
Poutrelle 1 seul travée	4.6	16.67	2.99	11.96
Poutrelle a 3 travées	17.43	12.2	12.5	8.75

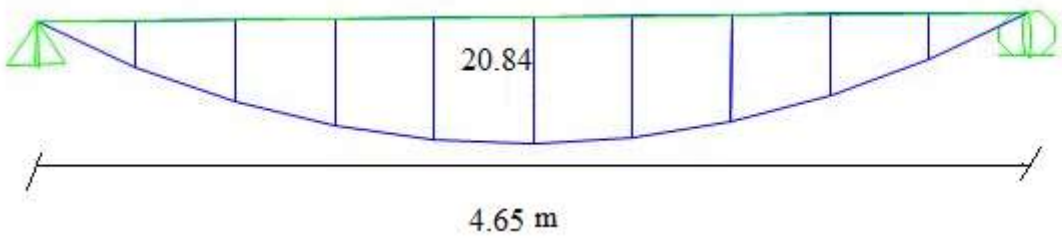


Figure III.11 Diagramme des moments a L'ELU

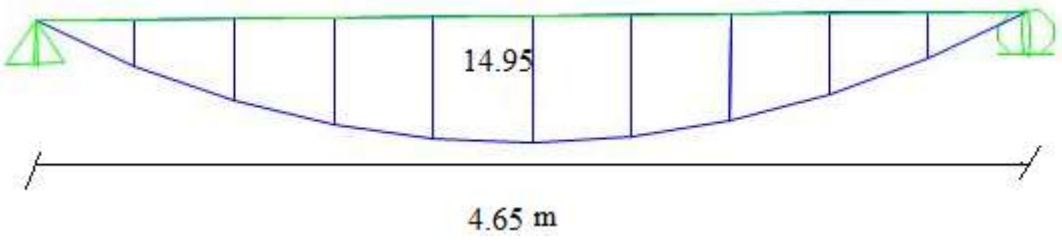


Figure III.12 Diagramme des moments a L'ELS

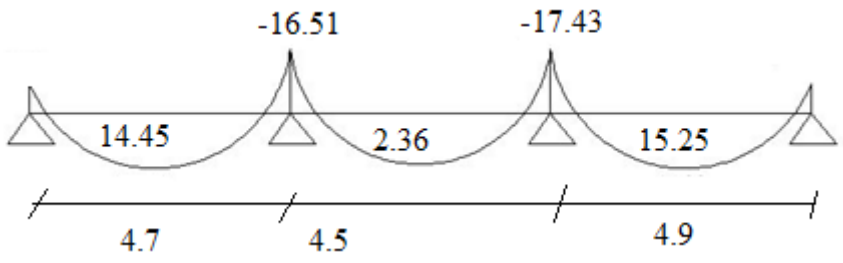


Figure III.13 Diagramme des moments a L'ELU

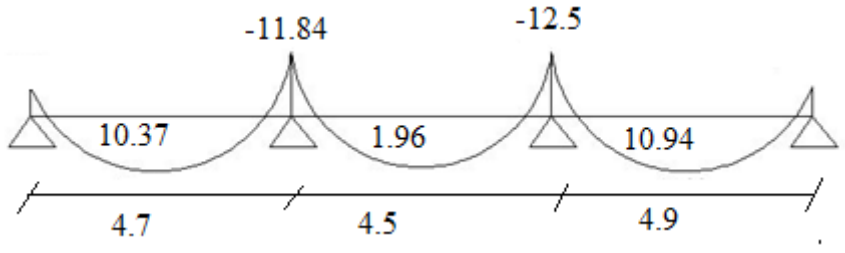


Figure III.14 Diagramme des moments a L'ELS

III.5.3 calcul de Ferraillage :

Comme les efforts des différent type de dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

Tableau III.22. Calcule du ferraillage à l'ELU.

Poutrelle a 3 *travées*	Mu(KN.m)	Acal (cm^2/ml)	Achoisit(cm^2)
En travée	15.25	1.99	3HA10=2.36
Appuis	-17.43	3.59	1HA10+2 ch HA14=3.86

- **Armatures transversales :**

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

Tableau III-23 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ5	15 cm

III.5.3 .1 Vérification de contrainte a l'ELS :

M max=8.75 KN.m

σ_b = 3.69 (MPa) ≤ σb = 15MPa

III.5.3 .2 Vérification de contrainte de cisaillement :

$V_{u\,max}$=22.45kN

$\tau_u = V_u/(b*d) = 22.45*1000/(80*180) = 1.55$ MPa

La fissuration est peu nuisible :

τ_u=1.55 <τ_u= 3.33 (cv)

III.5.3 .3.Vérification de la flèche :

$f \leq \bar{f} = L/500 = 4900/500 = 9.8mm$

$f = 9.5mm < \bar{f}$

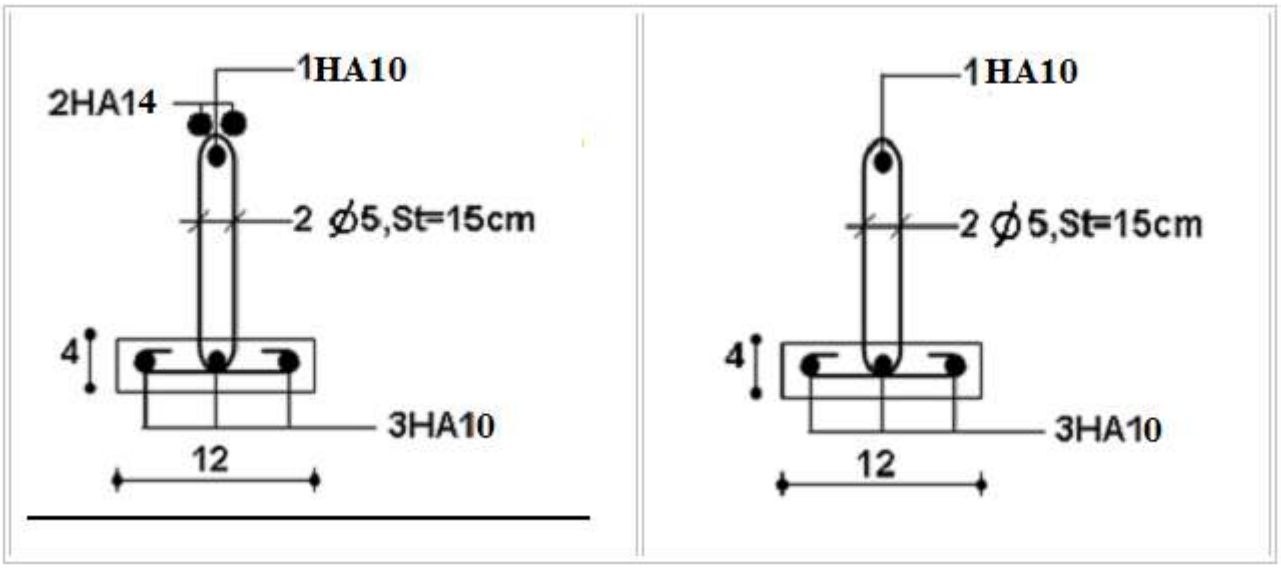


Figure III-15: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche),en travée (à droite)

III-6 Calcul des dalles :

III.6.1. Dalle pleine

Introduction :

Nous pouvons utiliser la méthode des lignes de rupture en considérant la dalle encastrée sur 2 ou 3 cotés et soumise à une charge uniformément répartie.

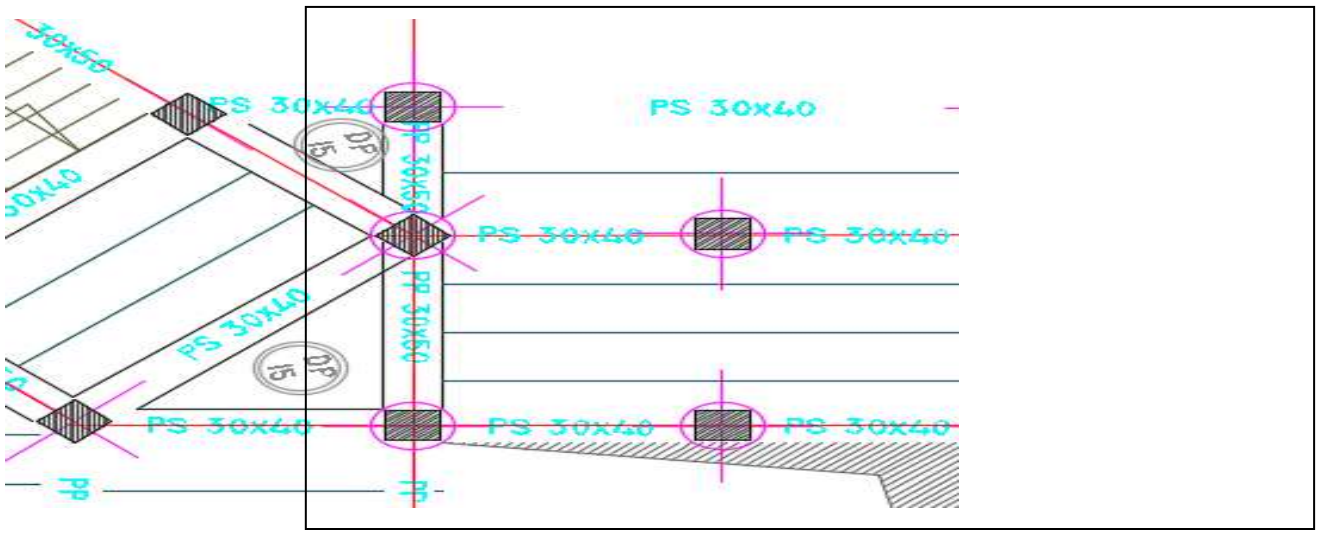


Figure III.16 : position de la dalle pleine

III.6.1.a Évaluation des charges :

Charges permanentes

Tableau III-23 : Poids de la dalle pleine

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	4	0.2	0.8
2	Etanchéité multicouche	2	0.12	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liège (isolant)	4		0.16
5	Forme de pente	10		2.2
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Pare vapeur	1		0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit en platre	2	-	0.2
Charge permanente G				7.35

- Charge d'exploitation :

Q= 2.5 KN/m²

Tableau III.24 : charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	lit de sable	0.03	18	0.54
4	dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Simple cloison	0.10	_	1.62
Charge permanente G				6.91

III.6.2. Calcul par la méthode des lignes de rupture :

Notre dalle repose sur 3 appuis :

- **Type 3 : dalles pleines triangulaire, sur 3 appuis de (3.36*2.56) m²**

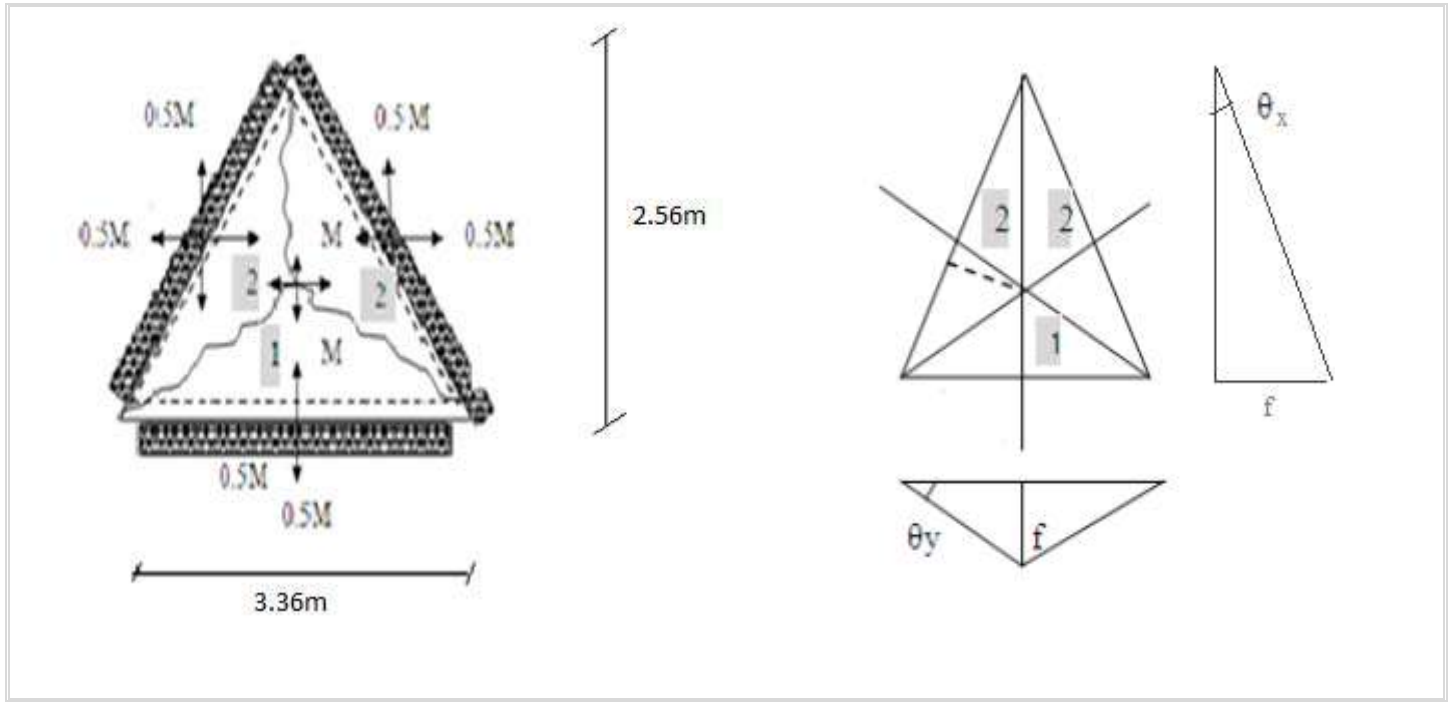


Fig. III.17 : schéma statique des travaux externe.

III.6.2.a. Calcul des actions

- les moments aux niveaux des appuis sont en fonction du sens porteur ou non

porteur $\begin{cases} L_x = 2.56\text{m} \\ L_y = 3.36\text{ m} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.56}{3.36} = 0.76 > 0.4 \end{cases}$

Donc la dalle travail selon deux directions.

✓ **Travail externe,**

❖ $T_{ext}^1 = qs_1 f_{cdg}^1$

❖ $T_{ext}^2 = qs_2 f_{cdg}^2$

Tableau III.25 : Travail externe

élément	Aire de charge	Déplacement de CG	Travail externe pour la charge q_u
1	1.68y	$f/3$	0.56q.f.y
2	4.30	$f/3$	1.43.q.f
			∑ T =qf(1.43+0.56y)

✓ **Travail interne**

Mx=M_0 My= M_0

$T_{int}^1 = M_y L_x \theta_y$ et $T_{int}^1 = M_x L_y \theta_x$

$$\theta_y = \frac{f}{l_x/2}\theta_{x1} = \frac{f}{y}\theta_{x2} = \frac{f}{l-y}$$

Tableau III.26: Travail interne

Eléments		Moment de rupture M	Longueur de ligne de rupture L	Rotation θ	Travail interne M.L.θ
1	+	M	3.36	0.59f	2 M f
	-	0.5M	3.36	0.59f	1 M f
2	+	M	2.56	$\frac{f}{y}$	2.56 M $\frac{f}{y}$.
	-	0.5 M	2.56	$\frac{f}{y}$	1.28 M.$\frac{f}{y}$.
					∑T=Mf(3+3.84/y)

- **Principe de travail virtuel**

Travail externe = travail interne ;

qf(1.43+0.56y)= Mf(3+3.84/y)

$M = [(1.43 + 0.56y)/(3 + 3.84/y)]q$

Il faut que : 0 < y <1.28m

dM/dy = 0 =>1.68y^2 +4.3y-5.49 = 0 =>y=0.93 m

On a: y= 0.93 m et $q = \frac{3+\frac{3.84}{y}}{1.43+0.56\,y} M = 0.65\ M = M$

Donc : $M_u = q_u/0.65$

Tableau III-27 : les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P_u (kN/m)	P_{ser} (kN/m)
Terrasse	7.35	1	11.45	8.35
Etage	6.91	2.5	13.07	9.41

III.6.2.b. Calcul du ferraillage

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bonde de 1m.

Tableau III-28: Les données de ferraillage

Béton	**fc28 = 25 MPa**	**γ_b= 1.5**	**σ_{bc}= 14.2 MPa**	**e=2.5 cm**
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 20 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γ_s= 1.15	σs = 348 MPa

On a: ρ= Lx/Ly =2.56/3.36 =0.76

Et 0.4< 0.79 ≤ 1 donc la dalle travaillant suivant deux directions

Øp$\leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10}$ = 2 cm on adopte alors : Øx= Øy=14 mm

dx =h-e-Ø/2=16.8 cm

dy = dx-((Øx+ Øy)/2)=15.4 cm

TableauIII-29: calcul de la section de la dalle pleine

		Mu (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A choisi	A final (cm²)
Terrasse	Travée	18.50	0.0777	0.959	3.3	6 HA10	4.72
	Appui	9.25	0.0388	0.981	1.61	6 HA8	3.01
Etage	Travée	20.10	0.0844	0.956	3.60	6 HA10	4.72
	Appui	10.05	0.0422	0.979	1.76	6 HA 8	3.01
Donc on adopte les barres de T10 pour les armatures inférieures et supérieures							

III.6.2.c. Vérification à l'E.L.S : La fissuration est peu nuisible

$M_{ser} = q_{ser}/0.65$

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

$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s(d - c') - n A_S (d - y) = 0$ avec $n = 15$

- ✓ **Moment d'inertie**

$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$

$K = \frac{M_{ser}}{I}$

Tableau III-30: Vérification à l'E.L.S

	Terrasse		Etage	
	Mt	Ma	Mt	Ma
M_{ser} (kN.m)	8.8	4.4	9.41	4.70
σ_b (MPa)	0.6 x 25=15			
y_1(cm)	4.32	3.55	3.62	3.55
I_G (cm⁴)	14986.22	10277.6	10655.28	10277.60
K (N/cm³)	73.40	53.51	97.60	50.60
σ_b (MPa)	3.17	1.90	3.53	1.8
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$	Oui	oui	oui	Oui

Condition d'espacement

Avec un espacement de 20 cm, on vérifie ces deux conditions :

$$\begin{cases} espacement\ suivant\ x\ x \leq min\{3h; 33\ cm\} = \min\{60; 33cm\} = 33\ cm \\ espacement\ suivant\ y\ y \leq min\{4h;\ 45\ cm\} = \min\{80\ ; 45\} = 45\ cm \end{cases}$$

III.6.2.d. Vérification au cisaillement

Tab. III.31 : Vérification au cisaillement

	Suivant X	**Suivant y**
V	$\frac{\text{P.Lx.Ly}}{\text{2Ly+Lx}} = \frac{12.03*3.36*2.56}{2*3.36+2.56}$ =11.15	$\frac{\text{P.Lx.Ly}}{\text{3Ly}} = \frac{13.07*2.56*3.36}{3*3.36}$ =11.15
τ_u	$\frac{11.15*10^3}{1000*168}$ =0.1	$\frac{11.15*10^3}{1000*168}$ =0.1
$\tau_{u\ adm}$	$\frac{0.07fcj}{\gamma b} = \frac{0.07(25)}{1.5} = 1.16$	$\frac{0.07fcj}{1.5}$ =1.16
$\tau_u \leq \tau_{u\ adm}$	Condition verifier	Condition verifier

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

III.6.2.e. Vérifications préliminaires de la flèche

Tel que : $M_x = P_u L^2_x/8$

- **Tableau III-32 :** Vérifications préliminaires de la flèche

1ere condition			**2ème condition**		
$\frac{h}{Lx}$	$\frac{Mt}{20Mx}$	$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20Mx}$	ρ =At/bd	$\frac{2}{fe}$	ρ ≤ 2/fe
0.078	0.061	oui	0.0028	0.0050	Oui

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

III-6-3. La dalle machine :

III-6-3-1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport { celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'{ son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est compos de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.6.3.2.Pré dimensionnement :

- La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine**.**

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion :**

$L_X/50 < e < L_X/40 \Rightarrow 220/50 < e < 220/40 \Rightarrow 4.4\ cm < e < 5.5$

- **Condition de l'E.N.A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm.
On prend : e=25cm

III.6.3.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

a) Charges permanentes G :

b)* Poids de la machine supportée *:

Tableau.III.33 : Les charges concentrées

P(KN)						
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**
45	35	70	90	125	100	23

P = ∑p / s => **∑p** = 488 KN, S= 7.59

⇨ **P= 64.29 KN/m²**

c) Charge d'exploitation :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible

de l'ordre de :

Q=5 KN

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

La dalle travaille sur deux direction car ρ=LX/LY=220 /345=0.6>0.4

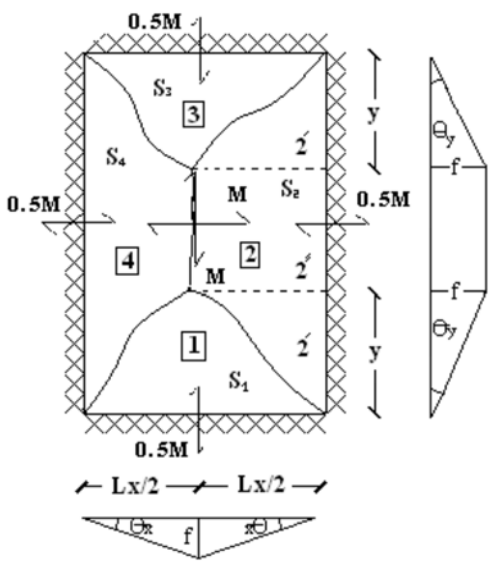


Figure III-18: Les lignes de rupture

- **Travail externe :** T_{ext} =q.s.f ;

Avec q : la charge repartie sur la surface S qui subit un déplacement du centre de gravité f.

Tableau III.34 : *Travail externe*

éléments		Aire de chargement	Déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1		1.1 y	f/3	qf(0.36y)
2	2`	0.55y	f/3	qf (1.9-0.73 y)
	2``	1.9- 1.1y	f/2	
3		1.1 y	f/3	qf(0.36y)
4	4`	0.55y	f/3	qf (1.9-0.73 y)
	4``	1.9-1.1y	f/2	
			Somme	qf (3.8-0.73y)

- **Travail interne :** T_{int}= M.l.θ

Avec **M** : le moment de flexion (par 1 ml de largeur) et **l.θ** c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

Tableau III.35 : Travail interne

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne
1	+	M	2.2	f/y	2.2Mf/y
	-	0.5M	2.2	f/y	1.1Mf/y
2	+	M	3.45	0.87f	3Mf
	-	0.5M	3.45	0.87f	1.38Mf
				somme	Mf(3.3/y+4.38)

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne **: ($\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$)**

qf(3.8-0.73y)= Mf(3.3/y+4.38)

$M = q_u(3.8-0.73y)/ (3.3/y+4.38)$

$q_u = Mf(3.3/y+4.38)/ f(3.8-0.73y)$

Il faut que : $0 < y < 1.725m$

$dM/dy = 0 \Rightarrow 3.2y^2+4.81y-12.54 = 0 \Rightarrow y=0.36$ m

Donc :

$M_U = 0.21q_u$

$M_{ser}=0.21q_{ser}$

Avec :

$q_u =1.35*64.29 +1.5*5 = 94.29KN$

$q_{ser} = 64.29 + 5 = 69.29$ KN

- ⇨ $M_U=19.80$ KN.m
- ⇨ $M_{ser}= 14.55$KN.m

- o *En travée :*
  $M_{U\,t} =14.85$ KN.m
  $M_{ser\,t}=9.9$KN.m
- o *En appuis :*
  $M_{U\,a} = 10.91$KN.m
  $M_{ser\,a}= 7.27$KN.m

III.6.3.4 Calcule du ferraillage :

Pour une bande de 1m on calcule le ferraillage de la dalle sous la flexion simple
b =100cm, h =12 cm ; c =2.5cm ;σ_b= 14,20MPa; σ_s= 348MPa.

Hauteurs utiles :

D_x=25-2-0.5=22.5

D_y= 22.5-1=21.5

A l'ELU :

Tableau III.36: Calcul du ferraillage a l'ELU

Position	sens	M_u (KN.m)	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Espacement (cm)
Travée	X	14.85	2.5	1.91	5T10=3.93	20
	Y	14.85	2.5	2.00	5T10=3.93	20
Appuis	X	10.91	2.5	1.40	5T10=3.93	20
	Y	10.91	2.5	1.46	5T10=3.93	20

III.6.3.5 Vérification de l'espacement:

S_t=100/5=20 cm *on prend* S_t=20cm

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

L'espacement minimal : $S_{p\,min}$ = 2.5cm

2,5 cm < S_t = 20cm < 33 cm (C.V).

III.6.3.6.Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

- *Suivant Lx:*

$\tau u = Vu_x / b.\bar{d}_x \leq \tau = 0.07\ Fc28 /1.5 = 1.16$ MPa **([1] A.5.2.2)**

$v_u=(P_u*L_x*L_y)/(2L_y+L_x)$= 78.64 KN

$\tau u= (78.64 * 10^3)/(1000*225) = 0.34$MPa

$\tau u= 0.34 \leq \bar{\tau} = 1.16$ MPa (CV).

- *Suivant Ly:*

$\tau u = Vu_y / b.d_y \leq \tau = 0.07\ Fc28 /1.5 = 1.16$ MPa

$v_u=(P_u*L_x*L_y)/(3L_y)$= 69.14 KN

$\tau u = (69.14 * 10^3)/(1000*210) = 0.32$ MPa< 1.16MPa

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

Tableau III.37: Vérification des contraintes a l'ELS

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites
Travée	9.91	6.6	277.6	14.2	348	
Appuis	7.27	4.5	187.7	14.2	348	

III.6.3.7.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

- Sens x-x :

$h/L_X = 0.12/2.20 = 0.054 > 1/27$ a $1/35 = 0.037$ à 0.028 …. (c v)

$h/L_X = 0.054 > M_t/(20M_x) = 0.05$ ….. (cv)

$A/(b*d) = 3.93/(100*22.5) = 0.0017 < 4/f_e = 0.005$ ….. (cv)

- Sens y-y :

$h/L_y = 0.052 > 1/27$ a $1/35 = 0.037$ à 0.028 …. (c v)

$h/L_y = 0.052 > M_t/(20M_x) = 0.05$ ….. (cv)

$A/(b*d) = 3.93/(100*21.5) = 0.0017 < 4/f_e = 0.005$ ….. (cv)

IV-1 Introduction :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.[7]

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

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

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

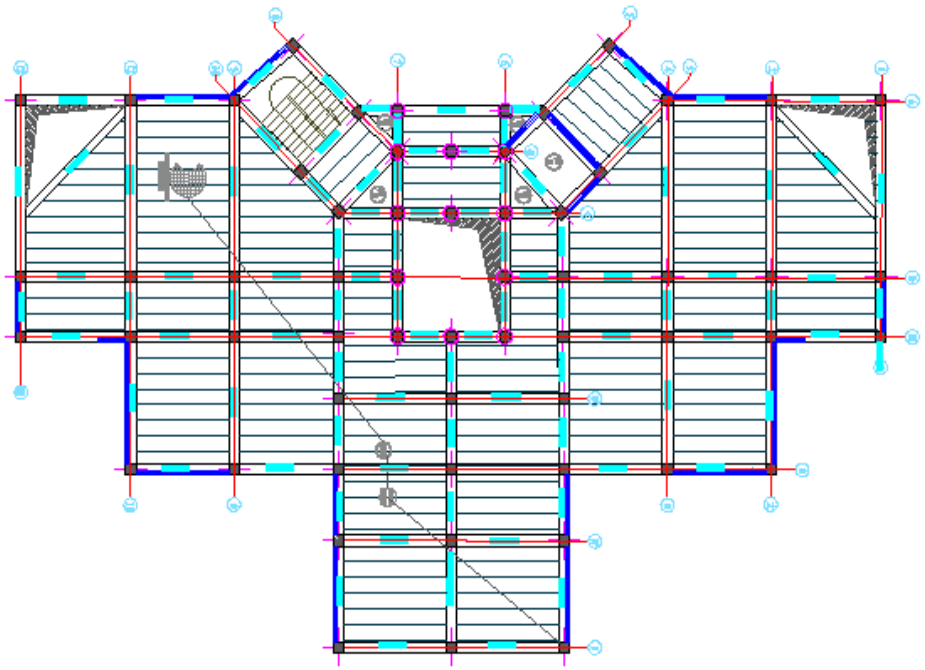


Figure.IV .1 : vue en plan

IV.2.1 Centre de masse :

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

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisit, il est défini par la formule suivante:

- $X_G=\frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i}$ et $Y_G=\frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$

Avec :

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

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

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

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.2.3. Excentricité :

a) Excentricité théorique (statique) :

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

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

b)Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

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

$E_x = 0{,}05 . L_x$

$E_y = 0{,}05 . L_y$

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

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 5.6 m
Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.73 m

Dans cette présentationson vous montre comment la structure etait auto stable

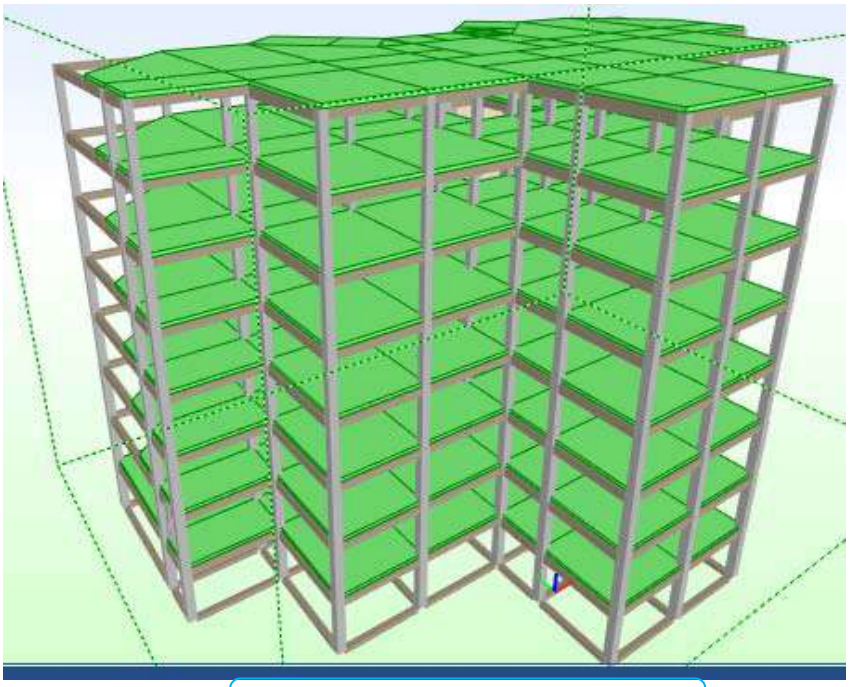


Figure IV.2 :structure auto stable

Tableau IV-1 : Excentricité

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
H_ DIAPH_ 3.23	3.23	5.508	3.840	Non
G_ DIAPH_ 6.63	6.63	5.009	9.878	Non
F_ DIAPH_ 10.03	10.03	6.872	11.268	Non
E_ DIAPH_ 13.43	13.43	6.430	8.989	Non
D_ DIAPH_ 16.83	16.83	6.355	8.565	Non
C_ DIAPH_ 20.23	20.23	6.334	8.421	Non
B_ DIAPH_ 23.63	23.63	6.283	8.392	Non
A_ DIAPH_ 27.03	27.03	6.440	8.463	Non

Tableau. IV.3: Vérification des déplacements en tête et inter-étage

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 27.03	27.03	9.81	34.34	2.94	3.4	NON	8.65	3.5
B_ DIAPH_ 23.63	23.63	8.97	31.4	2.66	3.4	NON	7.82	3.5
C_ DIAPH_ 20.23	20.23	8.21	28.74	1.82	3.4	NON	5.35	3.5
D_ DIAPH_ 16.83	16.83	8.73	30.56	1.16	3.4	OK	3.41	3.5
E_ DIAPH_ 13.43	13.43	8.4	29.4	2.34	3.4	NON	6.88	3.5
F_ DIAPH_ 10.03	10.03	7.73	27.06	9.03	3.4	NON	26.56	3.5
G_ DIAPH_ 6.63	6.63	5.15	18.03	4.48	3.4	NON	13.18	3.5
H_ DIAPH_ 3.23	3.23	3.87	13.55	13.55	3.23	NON	41.95	3.5

Nous avons essayé plusieurs disposition des voiles , et parmi ces dernieres nous allons vous montrer que trois dispositions qui ont donné les resultats suivants :

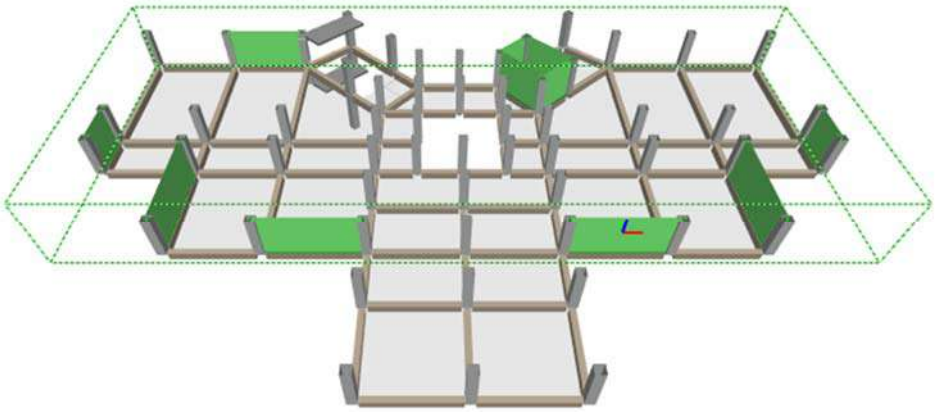


Figure.IV :3 : 1er disposition des voiles

Tableau IV-1 : Excentricité

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
H_ DIAPH_ 3.23	3.23	7.074	1.697	Non
G_ DIAPH_ 6.63	6.63	4.591	2.880	Ok
F_ DIAPH_ 10.03	10.03	4.231	3.186	Ok
E_ DIAPH_ 13.43	13.43	4.059	3.227	Ok
D_ DIAPH_ 16.83	16.83	3.936	3.185	Ok
C_ DIAPH_ 20.23	20.23	3.837	3.104	Ok
B_ DIAPH_ 23.63	23.63	3.789	3.033	Ok
A_ DIAPH_ 27.03	27.03	4.112	3.133	Ok

Tableau.IV.2: Vérification de participation massique

Modes	Périodes (S)	Cumele Ux (%)	Cumele Uy (%)	CumeleRz (%)
1	0.789	0.012	20.899	1.507
2	0.541	48.297	21.105	2.122
3	0.417	51.417	26.723	53.368
4	0.163	51.471	61.266	56.881
5	0.14	64.627	61.616	57.849
6	0.105	64.651	62.028	66.663
7	0.098	64.651	62.044	66.776
8	0.097	64.652	62.044	66.893
9	0.085	64.652	62.054	66.913
10	0.082	64.652	62.054	66.913
-				
-				
155	0.077	84.656	91.103	88.103
156	0.075	84.656	91.141	88.107
157	0.075	87.657	91.146	88.295
158	0.074	87.658	91.20	88.350
159	0.073	87.67	91.221	88.361
160	0.03	91.102	92.031	88.362
161	0.03	91.561	92.102	88.369
162	0.029	91.576	92.112	88.401
163	0.029	91.579	92.220	88.422

Tableau. IV.3: Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 27.03	27.03	0.16	0.56	0.1	3.4	Ok	0.29	3.5
B_ DIAPH_ 23.63	23.63	0.13	0.46	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
C_ DIAPH_ 20.23	20.23	0.11	0.39	0.11	3.4	Ok	0.32	3.5
D_ DIAPH_ 16.83	16.83	0.08	0.28	0.1	3.4	Ok	0.29	3.5
E_ DIAPH_ 13.43	13.43	0.05	0.18	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
F_ DIAPH_ 10.03	10.03	0.03	0.11	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
G_ DIAPH_ 6.63	6.63	0.01	0.04	0.04	3.4	Ok	0.12	3.5
H_ DIAPH_ 3.23	3.23	0	0	0	3.23	Ok	0	3.5

Tableau. IV.4 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 27.03	27.03	0.17	0.6	0.11	3.4	Ok	0.32	3.5
B_ DIAPH_ 23.63	23.63	0.14	0.49	0.1	3.4	Ok	0.29	3.5
C_ DIAPH_ 20.23	20.23	0.11	0.39	0.11	3.4	Ok	0.32	3.5
D_ DIAPH_ 16.83	16.83	0.08	0.28	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
E_ DIAPH_ 13.43	13.43	0.06	0.21	0.1	3.4	Ok	0.29	3.5
F_ DIAPH_ 10.03	10.03	0.03	0.11	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
G_ DIAPH_ 6.63	6.63	0.01	0.04	0.04	3.4	Ok	0.12	3.5
H_ DIAPH_ 3.23	3.23	0	0	0	3.23	Ok	0	3.5

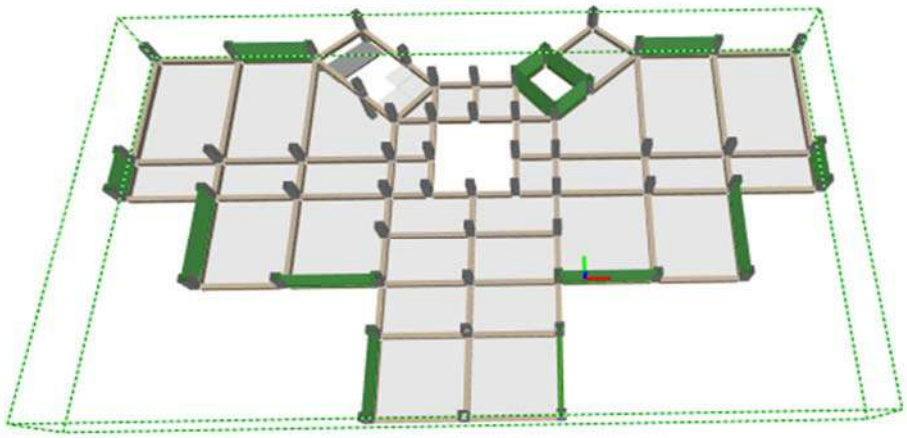


Figure.IV .4 :2em disposition des voiles

Tableau IV-5 : Excentricité

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
H_ DIAPH_ 3.23	3.23	7.935	4.243	Non
G_ DIAPH_ 6.63	6.63	4.640	1.485	Ok
F_ DIAPH_ 10.03	10.03	4.299	1.854	Ok
E_ DIAPH_ 13.43	13.43	4.173	1.900	Ok
D_ DIAPH_ 16.83	16.83	4.101	1.853	Ok
C_ DIAPH_ 20.23	20.23	4.054	1.768	Ok
B_ DIAPH_ 23.63	23.63	4.057	1.691	Ok
A_ DIAPH_ 27.03	27.03	4.372	1.719	Ok

Tableau.IV.6 : Vérification de participation massique

Modes	Périodes (S)	Cumele Ux (%)	Cumele Uy (%)	CumeleRz (%)
1	0.722	0.011	20.533	1.968
2	0.504	50.806	20.536	1.973
3	0.407	51.663	26.812	53.616
4	0.144	51.673	62.103	57.129
5	0.13	64.768	62.119	57.742
6	0.103	65.214	62.94	66.743
7	0.098	65.224	62.983	66.941
8	0.097	65.236	62.987	67.221
9	0.082	65.236	62.987	67.221
10	0.08	65.237	63.045	67.254
-				
-				
-				
145	0.074	84.412	91.003	87.486
146	0.073	84.523	91.121	87.493
147	0.072	87.654	91.132	87.502
148	0.07	87.665	91.201	87.505
149	0.07	87.670	91.234	87.506
150	0.069	91.111	92.021	87.506
151	0.068	91.452	92.109	88.516
152	0.068	91.501	92.127	88.519
153	0.067	91.520	92.236	88.567

Tableau. IV.7 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 27.03	27.03	0.15	0.53	0.11	3.4	Ok	0.32	3.5
B_ DIAPH_ 23.63	23.63	0.12	0.42	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
C_ DIAPH_ 20.23	20.23	0.1	0.35	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
D_ DIAPH_ 16.83	16.83	0.08	0.28	0.1	3.4	Ok	0.29	3.5
E_ DIAPH_ 13.43	13.43	0.05	0.18	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
F_ DIAPH_ 10.03	10.03	0.03	0.11	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
G_ DIAPH_ 6.63	6.63	0.01	0.04	0.04	3.4	Ok	0.12	3.5
H_ DIAPH_ 3.23	3.23	0	0	0	3.23	Ok	0	3.5

Tableau. IV.8 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 27.03	27.03	0.16	0.56	0.1	3.4	Ok	0.29	3.5
B_ DIAPH_ 23.63	23.63	0.13	0.46	0.11	3.4	Ok	0.32	3.5
C_ DIAPH_ 20.23	20.23	0.1	0.35	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
D_ DIAPH_ 16.83	16.83	0.08	0.28	0.1	3.4	Ok	0.29	3.5
E_ DIAPH_ 13.43	13.43	0.05	0.18	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
F_ DIAPH_ 10.03	10.03	0.03	0.11	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
G_ DIAPH_ 6.63	6.63	0.01	0.04	0.04	3.4	Ok	0.12	3.5
H_ DIAPH_ 3.23	3.23	0	0	0	3.23	Ok	0	3.5

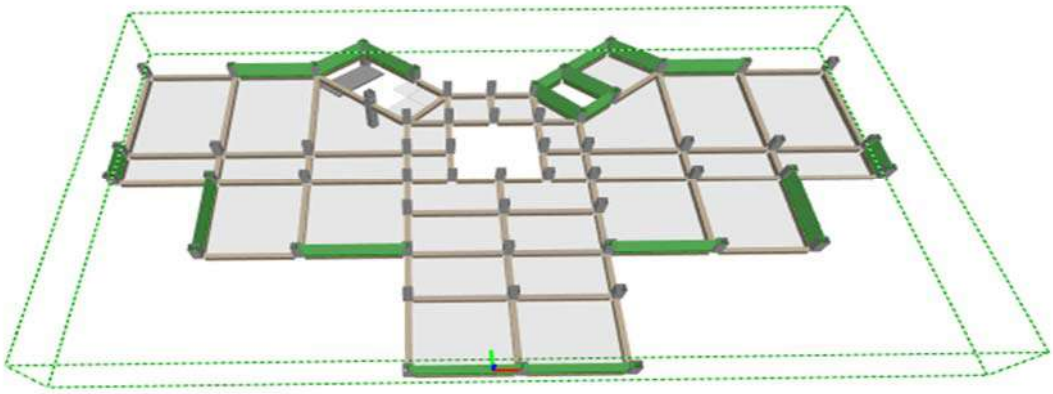


Figure.IV .5 :3eme disposition des voiles

Tableau IV-9 : Excentricité

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
H_ DIAPH_ 3.23	3.23	3.361	6.471	Non
G_ DIAPH_ 6.63	6.63	3.482	3.768	Non
F_ DIAPH_ 10.03	10.03	3.455	3.090	Ok
E_ DIAPH_ 13.43	13.43	3.381	2.755	Ok
D_ DIAPH_ 16.83	16.83	3.264	2.544	Ok
C_ DIAPH_ 20.23	20.23	3.122	2.402	Ok
B_ DIAPH_ 23.63	23.63	3.005	2.273	Ok
A_ DIAPH_ 27.03	27.03	3.195	1.931	Ok

Tableau.IV.10 : Vérification de participation massique

Modes	Périodes (S)	Cumele Ux (%)	Cumele Uy (%)	CumeleRz (%)
1	0.699	0.29	23.56	0.351
2	0.334	50.491	24.674	5.957
3	0.306	52.983	27.953	54.413
4	0.141	53.116	63.707	56.685
5	0.098	53.135	63.707	56.72
6	0.097	53.146	63.716	56.729
7	0.091	68.356	63.791	57.412
8	0.082	68.447	63.797	62.978
9	0.081	68.447	63.797	62.987
10	0.08	68.447	63.864	63.012
11				
12				
130	0.074	83.312	91.120	86.486
131	0.073	84.523	91.152	86.593
132	0.072	87.546	91.165	87.412
133	0.07	87.658	91.211	87.514
134	0.07	87.680	91.224	87.525
135	0.069	91.210	92.011	87.525
136	0.068	91.222	92.123	88.530
137	0.068	91.252	92.127	88.532
138	0.067	91.540	92.242	88.567
139	0.067	84.460	92.452	88.678

Tableau. IV.11 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 27.03	27.03	0.08	0.28	0.03	3.4	Ok	0.09	3.5
B_ DIAPH_ 23.63	23.63	0.07	0.25	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
C_ DIAPH_ 20.23	20.23	0.05	0.18	0.04	3.4	Ok	0.12	3.5
D_ DIAPH_ 16.83	16.83	0.04	0.14	0.03	3.4	Ok	0.09	3.5
E_ DIAPH_ 13.43	13.43	0.03	0.11	0.04	3.4	Ok	0.12	3.5
F_ DIAPH_ 10.03	10.03	0.02	0.07	0.03	3.4	Ok	0.09	3.5
G_ DIAPH_ 6.63	6.63	0.01	0.04	0.04	3.4	Ok	0.12	3.5
H_ DIAPH_ 3.23	3.23	0	0	0	3.23	Ok	0	3.5

Tableau. IV.12: Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 27.03	27.03	0.12	0.42	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
B_ DIAPH_ 23.63	23.63	0.1	0.35	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
C_ DIAPH_ 20.23	20.23	0.08	0.28	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
D_ DIAPH_ 16.83	16.83	0.06	0.21	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
E_ DIAPH_ 13.43	13.43	0.04	0.14	0.07	3.4	Ok	0.21	3.5
F_ DIAPH_ 10.03	10.03	0.02	0.07	0.03	3.4	Ok	0.09	3.5
G_ DIAPH_ 6.63	6.63	0.01	0.04	0.04	3.4	Ok	0.12	3.5
H_ DIAPH_ 3.23	3.23	0	0	0	3.23	Ok	0	3.5

en lisant les tableaux ci-dessus pour dire que la structure a pris beaucoup de temps pour la déssipation d 'énergie aussi qu'il s'est averé que la structure est trop souple .

Et la bonne disposition parmi celles que nous avons essayé , on a opté pour celle-là :



Figure.IV .6 : structure avec voile



Figure.IV .7 : la bonnne disposition des voiles

Tableau IV-13 : centre d'inertie et centre de masse

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme N°	Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)
H_ DIAPH_ 3.23	3.23	7061.388	18.7927	13.9425	16.1911	7.7224	15.9748	7.6002
G_ DIAPH_ 6.63	6.63	6407.224	18.7898	13.8214	17.3298	12.2072	17.1629	11.6255
F_ DIAPH_ 10.03	10.03	6291.214	18.7840	13.7941	17.4755	12.6206	17.3240	12.0647
E_ DIAPH_ 13.43	13.43	6206.213	18.7845	13.7944	17.5200	12.6022	17.3754	12.0919
D_ DIAPH_ 16.83	16.83	6206.213	18.7845	13.7944	17.5354	12.5264	17.3955	12.0581
C_ DIAPH_ 20.23	20.23	6130.991	18.7852	13.7883	17.5383	12.4404	17.4017	12.0102
B_ DIAPH_ 23.63	23.63	6006.718	18.8274	13.7398	17.5361	12.3529	17.4013	11.9562
A_ DIAPH_ 27.03	27.03	5875.675	18.7777	13.9351	17.5288	12.2521	17.3948	11.8839

Tableau IV-14 : Excentricité

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
H_ DIAPH_ 3.23	3.23	2.818	6.342	Non
G_ DIAPH_ 6.63	6.63	1.627	2.196	Ok
F_ DIAPH_ 10.03	10.03	1.460	1.729	Ok
E_ DIAPH_ 13.43	13.43	1.409	1.703	Ok
D_ DIAPH_ 16.83	16.83	1.389	1.736	Ok
C_ DIAPH_ 20.23	20.23	1.384	1.778	Ok
B_ DIAPH_ 23.63	23.63	1.426	1.784	Ok
A_ DIAPH_ 27.03	27.03	1.383	2.051	Ok

a). Effet de la torsion accidentelle : [2] ► [Art 4.3.7] ◄

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

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Introduction :

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

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

Pour notre bloc la régularité en planest vérifiée avec une hauteur qui dépasseles 23 m, donc selon le RPA99 V 2003► [Art 4.1.2] ◄,onvas utiliser la méthode ***dynamique modal spectrale***

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

a). Principe :

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

. b)Modélisation *:*

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000'est le diaphragme, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

***c).* Le spectre de réponse de calcul :**

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

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

- Coefficient d'accélération A : selon RPA99 version 2003 ► [Tab.4.1]◄

- L'ouvrage est du « groupe 2 »
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Médéa, commune MEDEA. (zone IIb).

Donc : A=0,2

- facteur de correction d'amortissement η:selon RPA99 version 2003►► [Tab.4.2] ◄◄ [1]

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}\ge 0{,}7\Rightarrow\eta=0{,}88$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%).

- coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 [Art.3.4.A.4.b] [1]

R = 3.5 ; Justification du coefficient de comportement R : RPA version 2003► [Art 3.5] ◄ :

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

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

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

les pénalités sont rappelées dans le tableau suivant

Tableau IV-15 : Facteur de qualite

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

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1.15$$

$$Q_Y = 1.15$$

d). périodes caractéristiques : [2] **: Tab.4.7.**

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement

- Vérification de déplacement (Inter étage, En tête)
- vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.4.1. **Vérification de comportement :** les 3 modes premier

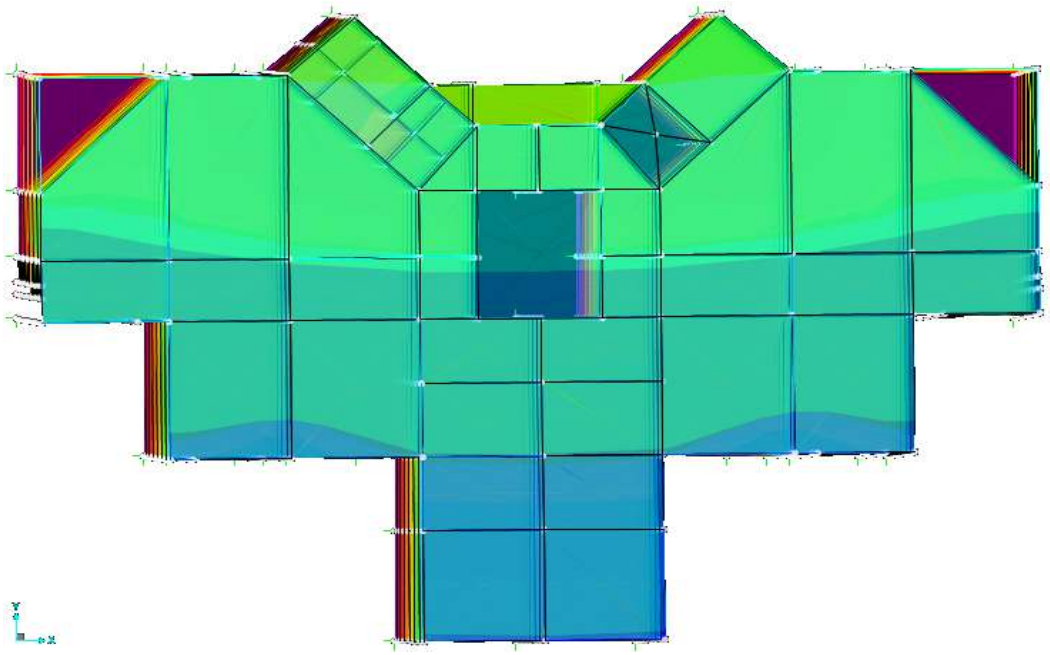


Figure.IV.8. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X)

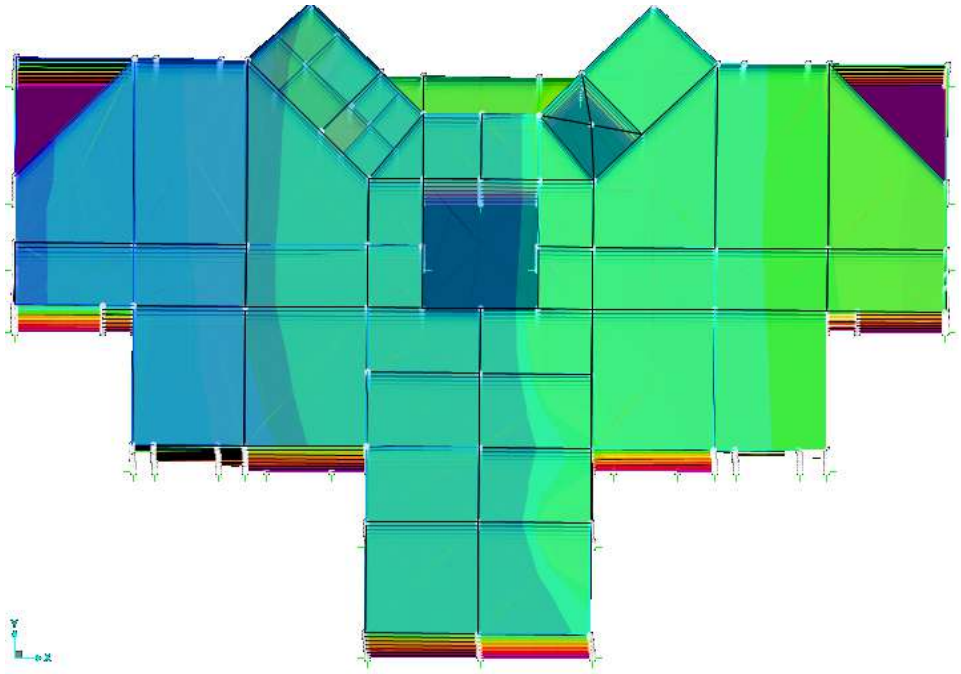


Figure.IV.9. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y)

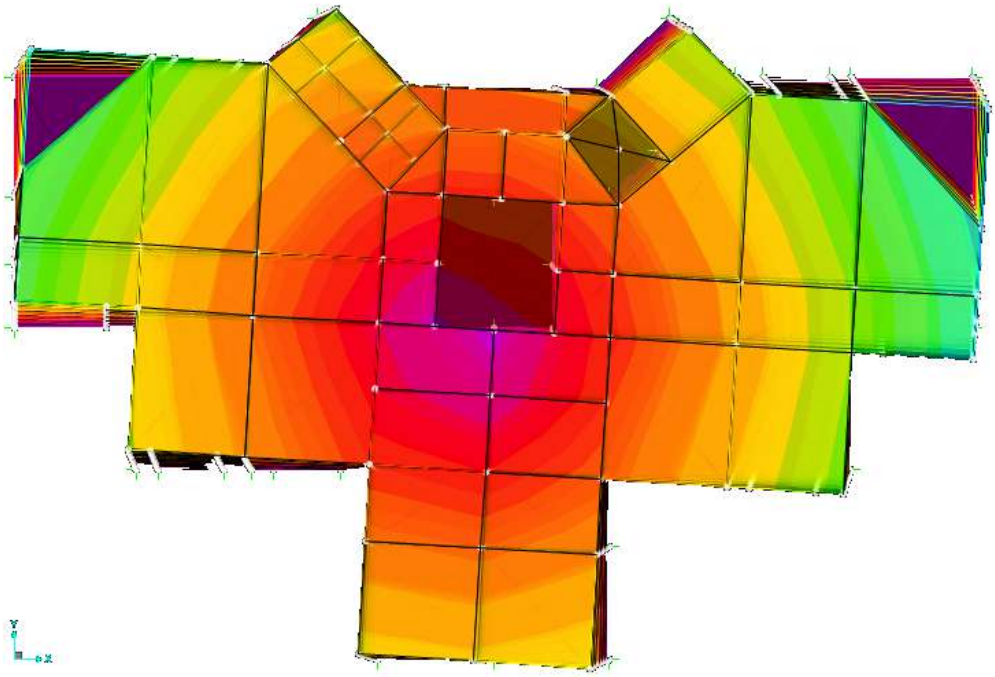


Figure.IV.10.comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)

IV.4.2.Vérification de participation massique : Selon [2] ►► [Art 4.3.4. a] ◄◄

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Tableau.IV.16 : Vérification de participation massique

Modes	Périodes (S)	Cumele Ux (%)	Cumele Uy (%)	CumeleRz (%)
1	0.456	61.344	0.002	1.997
2	0.382	61.359	63.366	2.694
3	0.333	63.237	64.11	62.105
4	0.121	79.939	64.11	62.937
5	0.098	79.939	65.395	62.937
6	0.097	79.945	67.184	63.108
7	0.095	79.963	83.511	63.473
8	0.085	80.863	83.96	77.371
-				
-				
40	0.045	86.287	87.916	81.835
41	0.045	86.392	87.985	81.886
42	0.044	86.396	91.103	81.939
43	0.044	86.399	91.568	81.947
44	0.042	86.399	91.581	81.95
45	0.041	86.404	91.583	81.972
-				
75	0.031	89.803	91.95	88.106
76	0.03	89.827	91.962	88.107
77	0.03	91.146	91.998	88.297
78	0.03	91.146	92.651	88.36
79	0.03	91.21	92.764	88.361
80	0.029	91.222	92.799	88.362

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 77 ème mode alors

le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec
Où :
N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et TK la période du mode K.
[2] ►► [Art 4.3.4-b] ◄◄

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique totale : **[2]** ►► [Art 4.2.3] ◄◄

$$Vx = \text{Vy} = 8070.258 \text{ KN}$$

Tableau. IV.17 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

E_{dX}KN	W KN	VsxKN	Edx/Vsx	Vérification
5530.124	55821.94	8070.258	0.68	N.Vérifiée
E_{dY}KN	**W KN**	**VsyKN**	**Edy/Vsy**	**Vérification**
5809.183	55821.94	8070.258	0.72	N.Vérifiée

Pour les deux direction (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

$$\frac{Vx}{E_{dx}} 0.8 = 1.167$$
$$\frac{Vy}{E_{dy}} 0.8 = 1.111$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (E_{dx}) dans la combinaison, par le coefficient '1.167 '.
Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (E_{dy}) dans la combinaison, par le coefficient '1.111'

Donc :

E_{dX} = 6453.7 KN

E_{dY} =6454.03 KN

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : [2] ►► [Art 4.4.1] ◄◄

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = h_i . F_{ix}$ et $M_{Ry} = h_i . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.y_G$ et $M_{sy} = W.x_G$

Avec :

XG, YG: les coordonnées du centre de géométrie de la structure

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

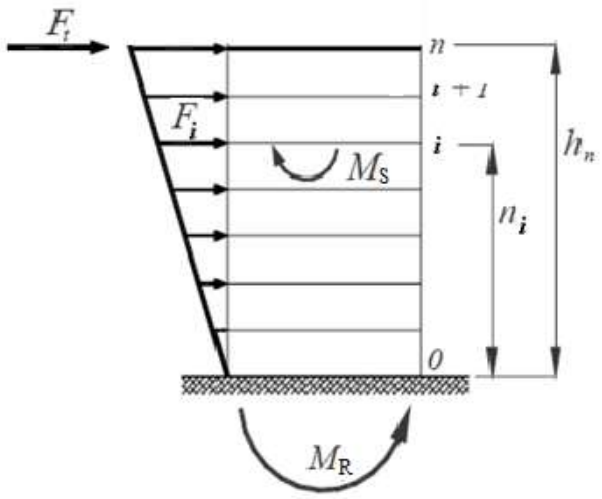


Figure. IV.11. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

a)Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [2]

►► [Art 4.4.1] ◄◄

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée Ft au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : Ft = 0,07 TV où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de Ft ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit (V – Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$Fi = \frac{(v - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$$

Où

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher ou s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher i, j

Car on a T<0.7 donc F_t=0 **KN**

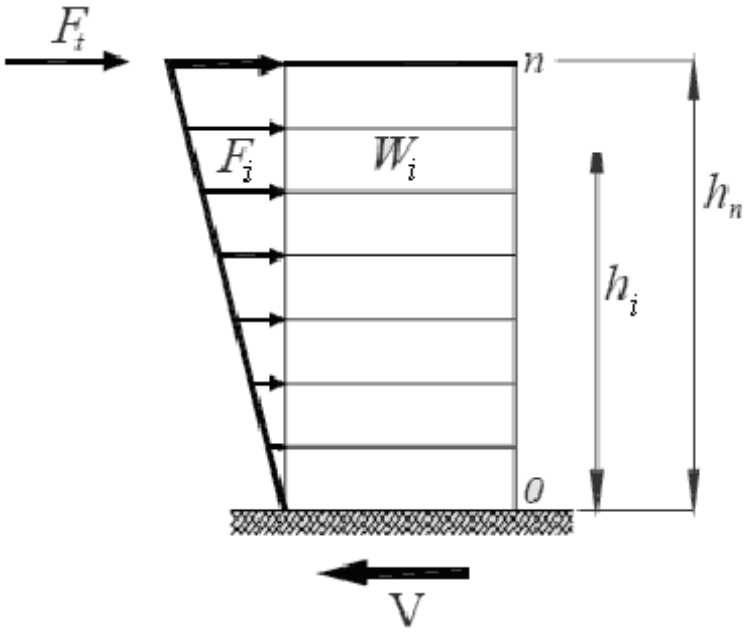


Figure.IV.12. Distribution des forces sismique

Tableau.IV.18 : Les forces sismiques de chaque niveau

Etage N°	Niveau (m)	Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)
6	**27.03**	5875.68	27.03	158819.6304	*1729.76*	*1729.76*
5	**23.63**	6006.72	23.63	141938.736	*1545.91*	*1545.91*
4	**20.23**	6130.99	20.23	124029.9277	*1350.85*	*1350.85*
3	**16.83**	6206.21	16.83	104450.5143	*1137.61*	*1137.61*
2	**13.43**	6206.21	13.43	83349.4003	*907.79*	*907.79*
1	**10.03**	6291.21	10.03	63100.8363	*687.25*	*687.25*
RDC	**6.63**	6407.22	6.63	42479.8686	*462.66*	*462.66*
SSOL	**3.23**	7061.39	3.23	22808.2897	*248.41*	*248.41*
				∑ Wi.hi =740977.2609		

Moment de renversement :

Tableau.IV.19 : Calcul du moment de renversement

Etage N°	Niveau (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)
6	**27.03**	*1729.76*	*1729.76*	*46755.41*	*46755.41*
5	**23.63**	*1545.91*	*1545.91*	*36529.85*	*36529.85*
4	**20.23**	*1350.85*	*1350.85*	*27327.69*	*27327.69*
3	**16.83**	*1137.61*	*1137.61*	*19145.97*	*19145.97*
2	**13.43**	*907.79*	*907.79*	*12191.61*	*12191.61*
1	**10.03**	*687.25*	*687.25*	*6893.11*	*6893.11*
RDC	**6.63**	*462.66*	*462.66*	*3067.43*	*3067.43*
SSOL	**3.23**	*248.41*	*248.41*	*802.36*	*802.36*
			∑Mr	*152713.43*	*152713.43*

Moment stabilisant :

Tableau.IV.20 : Calcul du moment stabilisant

Etage N°	Niveau (m)	Fix(KN)	Fiy(KN)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)
6	**27.03**	*1383.26*	*1383.33*	*98453.29*	*132702.39*
5	**23.63**	*1236.23*	*1236.30*	*88556.75*	*120390.45*
4	**20.23**	*1080.25*	*1080.31*	*86781.57*	*118174.16*
3	**16.83**	*909.72*	*909.77*	*85610.98*	*116580.60*
2	**13.43**	*725.94*	*725.98*	*85610.98*	*116580.60*
1	**10.03**	*549.58*	*549.61*	*84516.92*	*115171.87*
RDC	**6.63**	*369.98*	*370.00*	*82530.99*	*113090.73*
SSOL	**3.23**	*198.65*	*198.66*	*81878.04*	*110327.45*
			$\sum M_s$	*693939.52*	*943018.25*

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau.IV.21 : Vérification de stabilisation

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Msx/Mry	Msy/Mrx	Condition Vérifiée
152713.43	***152713.43***	***693939.52***	***943018.25***	4.54	6.17	Oui

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

IV.4.5. Vérification des déplacements en tête et inter-étages :

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

- $\delta_k = \delta_{ek} * R$ [**[2]**] : ►Art 4.4.3◄
- δ_{ek}: Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

- $\Delta k = \delta k - \delta k-1$ [**[2]**]: ►Art 4.4.3◄]

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 0.01he

Avec : $\bar{\delta}$ =H/250

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Tableau. IV.22 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A DIAPH 27.03	**27.03**	1.63	5.71	0.88	3.4	Ok	2.59	3.5
B DIAPH 23.63	**23.63**	1.38	4.83	0.91	3.4	Ok	2.68	3.5
C DIAPH 20.23	**20.23**	1.12	3.92	0.91	3.4	Ok	2.68	3.5
D DIAPH 16.83	**16.83**	0.86	3.01	0.94	3.4	Ok	2.76	3.5
E DIAPH 13.43	**13.43**	0.59	2.07	0.84	3.4	Ok	2.47	3.5
F DIAPH 10.03	**10.03**	0.35	1.23	0.7	3.4	Ok	2.06	3.5
G DIAPH 6.63	**6.63**	0.15	0.53	0.49	3.4	Ok	1.44	3.5
H DIAPH 3.23	**3.23**	0.01	0.04	0.04	3.23	Ok	0.12	3.5

Tableau. IV.23 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A DIAPH 27.03	**27.03**	1.69	5.92	0.95	3.4	Ok	2.79	3.5
B DIAPH 23.63	**23.63**	1.42	4.97	0.94	3.4	Ok	2.76	3.5
C DIAPH 20.23	**20.23**	1.15	4.03	0.98	3.4	Ok	2.88	3.5
D DIAPH 16.83	**16.83**	0.87	3.05	0.91	3.4	Ok	2.68	3.5
E DIAPH 13.43	**13.43**	0.61	2.14	0.84	3.4	Ok	2.47	3.5
F DIAPH 10.03	**10.03**	0.37	1.3	0.7	3.4	Ok	2.06	3.5
G DIAPH 6.63	**6.63**	0.17	0.6	0.46	3.4	Ok	1.35	3.5
H DIAPH 3.23	**3.23**	0.04	0.14	0.14	3.23	Ok	0.43	3.5

- Donc les déplacements en tête et inter etage sont vérifiés

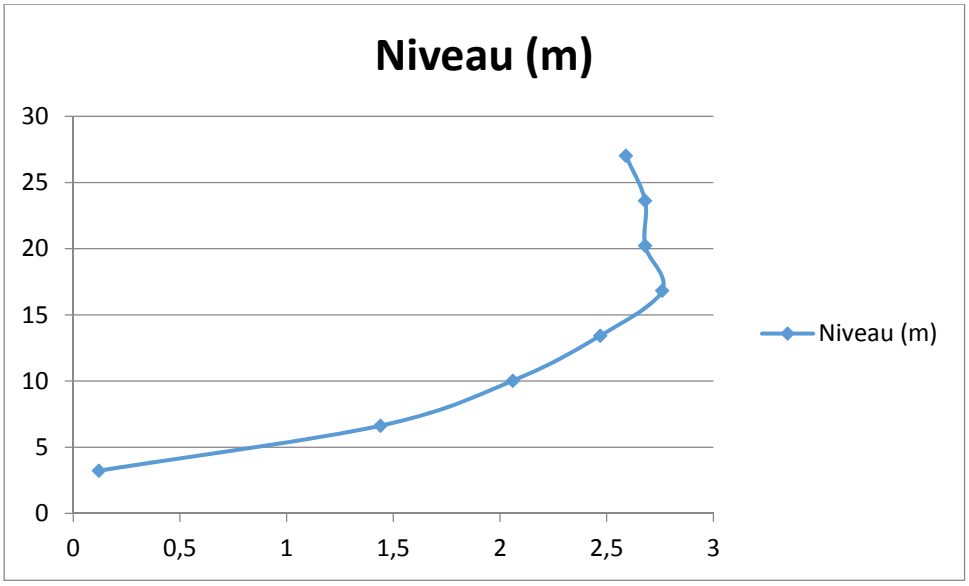


Figure.IV.13 :courbe de déformation

IV.4.6.Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le **[1]** et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a-les poutres : [1] ► **[Art A.5.1]** ◄ **:**

$\tau_{max} = \frac{T}{bd} =$

$\bar{\tau}$ =Min [$0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map]

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau.IV.24 : Vérification de cisaillement des poutres

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	combinaison	τ (MPA)	τ adm (MPA)
Longrine 30*30	0.3	0.3	35.19	G+Q+EdY	0.426	3.33
Poutre paliere 30*35	0.3	0.35	22.30	1,35.G+1,5.Q	0.228	3.33
PP30*50	0.3	0.50	205.56	1,35.G+1,5.Q	1.442	3.33
PS 30*40	0.3	0.40	49	1,35.G+1,5.Q	0.435	3.33

IV.4.7.Vérification de l'effort normal réduit à la base : [2]►► [Art 7.1.3.3] ◄◄

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau.IV.25 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.

Element	b (m)	h (m)	N (KN)	Bc (cm²)	combainaison	T/Bc.Fc28	Vérification
Pot45*45	0.45	0.45	1291.05	4622500	G+Q+EdY	0.281	0.3

IV.4.8.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [2]► [Art 5.9]◄

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

P_k:poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

- V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

➢ h_k: hauteur de l'étage « k ».

Si 0.10<θ ≤0.20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionn

Tableau.IV.26: Vérification l'effet P-Δsens X

Etage N°	Niveau (m)	hk	W_i (kN)	Tx	Δ_{kx} cm	θ_{kx}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
6	**27.03**	3.4	5875.68	1336.81	0.88	0.0114	Vérifiée
5	**23.63**	3.4	6006.72	1194.72	0.91	0.0135	Vérifiée
4	**20.23**	3.4	6130.99	1043.98	0.91	0.0157	Vérifiée
3	**16.83**	3.4	6206.21	879.18	0.94	0.0195	Vérifiée
2	**13.43**	3.4	6206.21	701.56	0.84	0.0219	Vérifiée
1	**10.03**	3.4	6291.21	531.13	0.7	0.0244	Vérifiée
RDC	**6.63**	3.4	6407.22	357.56	0.49	0.0258	Vérifiée
SSOL	**3.23**	3.23	7061.39	191.98	0.04	0.0046	Vérifiée

Tableau.IV.27 : **Vérification l'effet P-Δsens Y**

Etage N°	Niveau (m)	hk	W_i (kN)	Ty	Δ_{ky} Cm	θ_{ky}	Vérification $\theta_{ky} \leq 0.1$
6	**27.03**	3.4	5875.68	1925.38	0.95	0.0085	Vérifiée
5	**23.63**	3.4	6006.72	1720.73	0.94	0.0097	Vérifiée
4	**20.23**	3.4	6130.99	1503.62	0.98	0.0118	Vérifiée
3	**16.83**	3.4	6206.21	1266.26	0.91	0.0131	Vérifiée
2	**13.43**	3.4	6206.21	1010.45	0.84	0.0152	Vérifiée
1	**10.03**	3.4	6291.21	764.98	0.7	0.0169	Vérifiée
RDC	**6.63**	3.4	6407.22	514.99	0.46	0.0168	Vérifiée
SSOL	**3.23**	3.23	7061.39	276.51	0.14	0.0111	Vérifiée

IV.5.Conclusion :

La bonne disposition des voiles donne un bon comportement (moment de torsion minimale) provoque une diminution des contraintes de cisaillement dans tous les elements de la structure.

Cette disposition permet à la structure de dissipper l'energie stockée rapidement ,avec les dimensions des elements choisis .

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adopté et on a terminé avec les dimensions suivante :

a) **Poteaux** :
- 45 x 45 pour S-SOL et RDC et 1er tage
- 40 x 40 pour le 2 éme et 3éme et 4éme etage
- 35 x 35 pour le 5éme et 6 éme etage

b) **Poutres :**
- (30x50) pour les poutres principale
- (30x40) pour les poutres secondaire

c) **Voile** :
- Une épaisseur de 20 pour les voiles périphérique et 15 Cm de contreventement

La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le **[1]**et **[2]**.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du **[1]**:
  - E.L.U : 1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- Les combinaisons données par les règles du **[2]**:
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

Dans les constructions, qu'elles soient de grande importance ou non, il est souvent rencontré de les voir laides a causes des fissurations trop apparentes, celles-ci ne sont pas tout le temps provoquées par les chargements statiques ou dynamiques seulement, mais il y a un autre facteur lui aussi très important, et c'est le facteur de la température.

Ce dernier peut causer des dégâts très importants si on ne le prend pas en considération, et c'est pour cela qu'on trouve dans le code de calcul ***CBA.93*** des développements là-dessus.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple, sous l'effet des moments les plus défavorables.

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

Tableau V-1 : données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400\ Mpa$

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone II.

V.2.2.a. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003.St.b$.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- $St \leq h/2$ en Zone courante.
- $St \leq \min(h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale.

1- Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

Tableau .V.2: Ferraillage longitudinal des poutres principales

SECTION	position	type	N°	combinaison	Mu	ACALCULE	ACHOISI
Poutre principale 30*50	travée	intermédiaire	757	acc	159.50	9.01	3 * HA 14 + 3 * HA 14 = 9.24cm2
	appuis	intermédiaire	1037	acc	-276.40	16.87	3 * HA 16 + 5* HA 16 +1HA*14 = 17.62 cm2

Tableau .V.3: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Section	position	type	N°	comb	Mu	ACALCULE	ACHOISI
Poutre secondaire 30*40	travée	rive	1543	ACC	73.14	4.5	3 * HA 14 = 4.62cm2
	APPUIS	intermédiaire	782	ACC	-95.03	5.17	3HA14+1HA12=5.75 cm2

Comme souligné dans l'introduction, la température à une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers. Une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

Au niveau de la terrasse, des sollicitations thermiques peuvent induire des dilatations de l'armature des éléments structuraux ; qui peuvent donner naissance à des contraintes internes provoquant des fissures. Le tableau V. 3 regroupe les données relatives aux poutres de la terrasse.

Tableau .V.4: Ferraillage longitudinal des poutres sollicite par le changement de température

SECTION	position	type	N°	combinaison	Mu	ACALCULE	ACHOISI
Poutre principale 30*50	travée	intermédiaire	1174	1.35G+1.5Q+1.5T	43.21	3.44	3 * HA 14 = 4.62cm2
	appuis	intermédiaire	1174	1.35G+1.5Q+1.5T	-53.61	4.31	3 * HA 14 = 4.62cm2

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

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire
- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule

➢ $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

-Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

➢ $\overline{\sigma_s}$ =min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau .V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale

SECTION	position	A_{choisi}	N°	M_{ser}	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa		vérification
POUTRE PRINCIPALE 30*50	travée	9.24	120	100	8.04	15	-	-	cv
	appuis	17.62	1051	180.02	12.99	15	-	-	cv

Tableau .V.6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire

SECTION	position	A_{choisi}	N°	M_{ser}	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	vérification
POUTRE SECONDAIRE 30*40	travée	4.62	874	33.17	13.47	15	88.3	201.63	Cv
	appuis	5.75	874	40.53	14.24	15	-	-	Cv

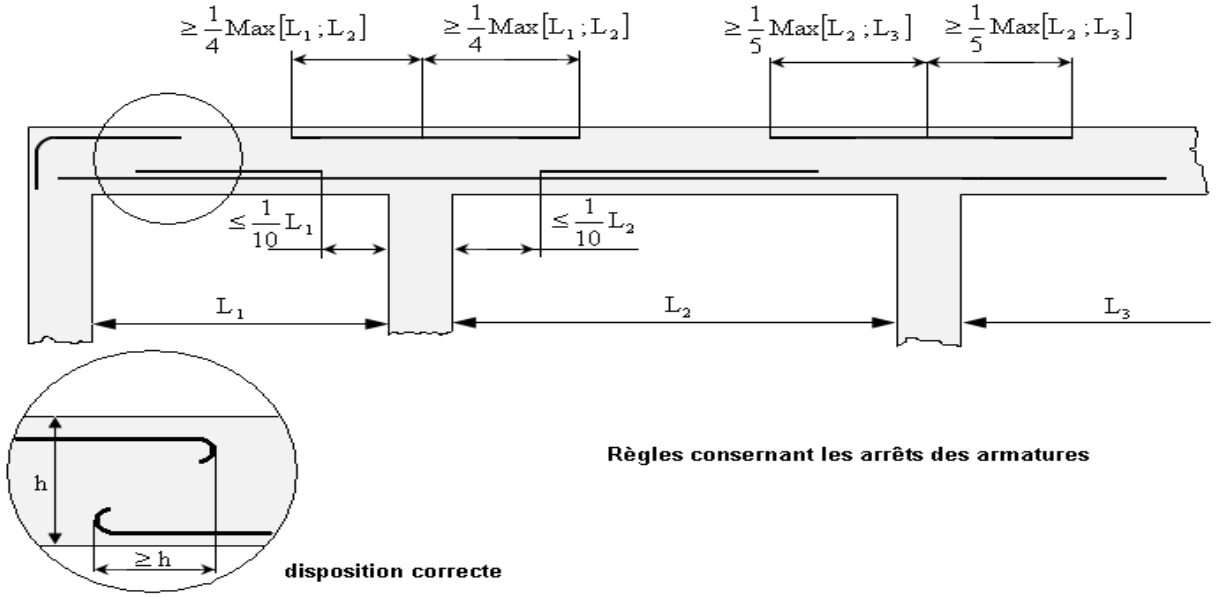


Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions [2] et [1] :

Il faut vérifier que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A_{max} RPA.
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A_{max}RPA.

Tableau V-7: Vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA

SECTION	position	type	Achoisi	Amin	Amax
PP30*50	intermédiaire	appuis	13.86	7.5	60
		travée	23.65		

Tableau V-8: Vérification de ferraillage des poutres principales selon CBA

SECTION	position	type	Achoisi	Amin
PP30*50	intermédiaire	appuis	13.86	1.5
		travée	23.65	

Tableau V-9:Vérification de ferraillage des poutres secondaire selon RPA

SECTION	position	type	Achoisi	Amin	Amax
PS 30*40	intermédiaire	appuis	13.6	6	48
	RIVE	travée	12.06		

Tableau V-10: Vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA

SECTION	position	type	Achoisi	Amin
Ps30*40	intermédiaire	appuis	13.6	1.2
	Rive	travée	12.06	

V.2.5.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement **[1]**

$\tau^{max} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Tableau V-11 : Lois de la contrainte

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}$	Min [0.15 ; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]

Tableau V-12: *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales*

section	type	Position	N°	combinaison	T	ζ	ζbar	ζ < ζ
Pp30*50	travée	Intermédiaire	757	acc	256.12	0.18	3.33	cv

Tableau V-13*: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires*

section	type	Position	N°	combinaison	T	ζ	ζbar	ζ <ζbar
PS 30*40	Appuis	intermédiaire	782	ACC	83.90	0.076	3.33	CV

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par Øt ≤ min [h/35 ; b/10]

  Selon le **[1]** ► [Art A.6.4.2] ◄

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

- Selon le **[2]**► [Art 7.5.2.2]◄
  - St = min [h/4 ; 12Øl] …… [Zone nodale]

- St ≤ h/2 ……..[Zone courant]
- St ≤ $\frac{A_t}{0.003 \times b}$

-Selon le CBA93► [art A.5.1.2.2]◄ :

- St = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau .V.14 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales

Section			CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
Pp30*50	**B (cm^2)**	**Tu (MPa)**	**S_t (cm)**	**A_t (cm)**	**S_t(nodale) (cm)**	**S_t(couran) (cm)**	**At (cm)**	**S_t (nodal) (cm)**	**St (couran) (cm)**	**At choisie (cm^2)**
	30*50	0.18	42.75	1.29	12.5	25	1.125	10	15	4Ø8 =2.01

Tableau. V.15: Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

section			CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
Ps30*40	B (cm2)	τu(Mpa)	St (cm)	At(cm2)	St(nodale) (cm)	St(courant) (cm)	At(cm2)	St (nodale) (cm)	St (courant) (cm)	At choisie (cm2)
	30*40	0.076	33.75	0.94	10	20	1.8	10	15	4Ø8 =2.01

V.2.7.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau .V.16 : Vérification de la flèche des poutres

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	30*50	0.68	0.062	C.V	0.68	0.085	C.V	0.005	0.010	C.V
PS	30*40	0.81	0.062	C.V	0.81	0.085	CV	0.007	0.010	CV

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

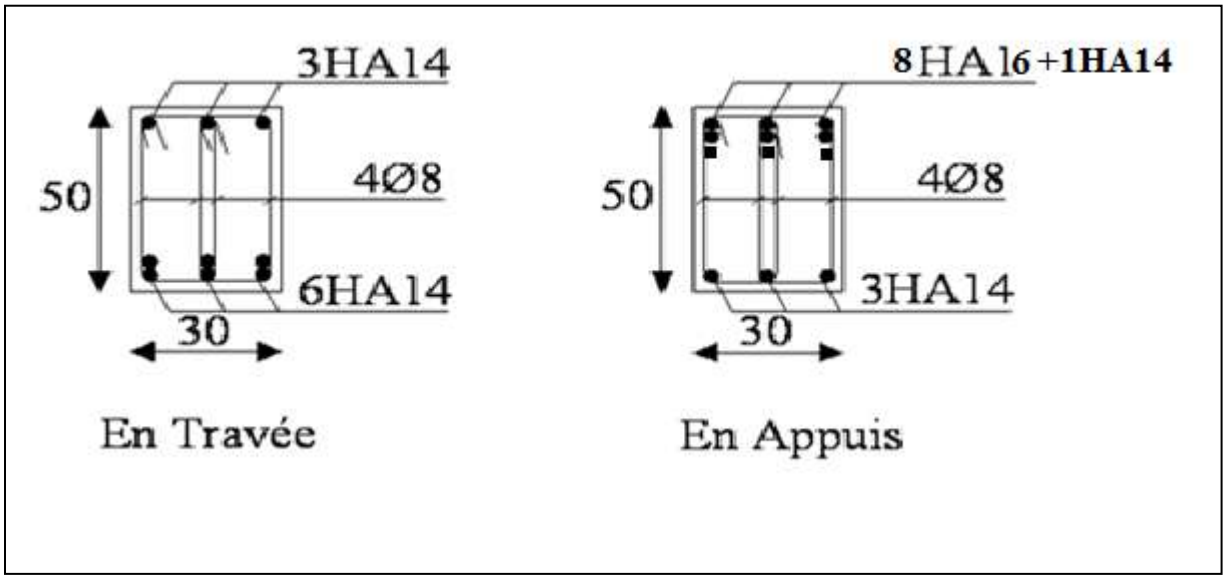


Figure V-2 : Ferraillage poutre principale

.

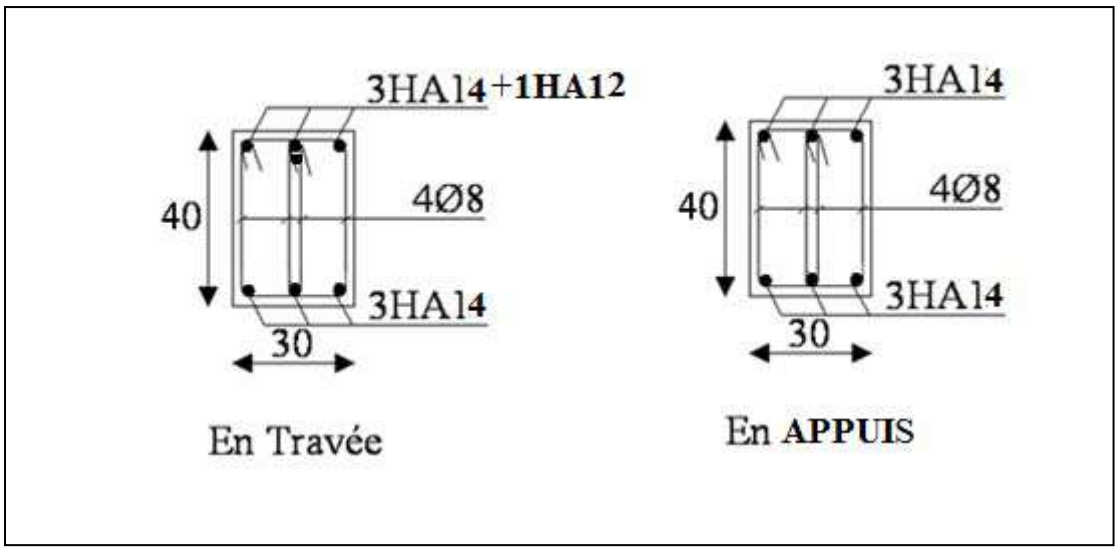


Figure V-3 : Ferraillage poutre secondaire

V.3. ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M_{MAX}" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

- Situation durable :

  - Béton :$\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier :$\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

- Situation accidentelle :

  - Béton :$\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier :$\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1- (N_{max} ; M_{corr}).
2- (M_{max} ; N_{corr}).
3- (N_{min} ; M_{corr}).

V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- leur pourcentage minimal sera de : 0,7% en zone II
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ en zone II.

V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

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

-1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec Mmax et son N_{corres}.

-2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q,

Dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max}et son M_{corres}.

-3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pasforcémentle moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min}et son M_{corres}.

V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale "e" tel que :

- $e = e_1 + e_2$
- $e_1 = \frac{M}{N + e_a}$
- $e2 = \frac{3L_{f^2}(2+\alpha.\varphi)}{10^4.h}$
- Avec : $e_a = \max(2cm ; \frac{L}{250})$
- $0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris L'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.

L_f: Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du Béton sous la charge considérée.
α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.3.5. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.
L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour Les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau .V.17: Les Armatures longitudinaux des poteaux

Niveau (m)	N°	Section	combinaison	N (kN)	Mu (kN.m)	A(cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)
SSOL	447	POT45*45	1.35G+1.5Q	2298.27	19.87	3.06	18.22	12HA16=24.13
RDC								
1er								
2eme	450	POT 40*40	1.35G+1.5Q	1357.79	37.05	3.20	14.4	8HA16=16.08
3eme								
4eme								
5eme	986	POT35*35	1.35G+1.5Q	509.50	25.49	2.8	11.02	8HA14=14.20
6eme								

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service : [1]

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser); concernant la flexion composée.

Tableau .V.18 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Niveau (m)	N°	Section	combinaison	Achoisi (cm)²	Nser (kN)	Mser (kN.m)	σb(MPa)	[σb](MPa)	[σs] (MPa)
SSOL	447	Pot 45*45	G+Q	20.61	1661.79	14.3	6.83	15	101.59
RDC									
1er									
2eme	450	POT40*40	G+Q	18.72	982.78	26.65	5.93	15	86.35
3eme									
4eme									
5eme	986	POT35*35	G+Q	14.20	370.60	18.33	3.7	15	52.34
6eme									

La contrainte de béton est limitée par :$\overline{\sigma_b}$=15 MPa
La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est Donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$$

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\overline{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le CBA93 :

- $\overline{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ → Fissuration peu nuisible.
- $\overline{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ → Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon **[2]**:

$$\overline{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

P_d = 0,075……si l'élancement $\lambda \geq 5$

P_d= 0,040……si l'élancement $\lambda < 5$ Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau .V.19 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Niveau	Section	T_u max	τ_u	λ	ρ_a	ζ	ζ	$\zeta < \zeta$
SS-SOL	45*45	45.43	0.23	17.40	0.075	1.875	3.33	C.V
RDC								
1^{ER}				18.32	0.075	1.875	3.33	C.V
2^{EME}	40*40							
3^{EME}								
4^{EME}		47.44	0.31	20.62	0.075	1.875	3.33	C.V
5^{EME}	35*35							
6^{EME}		33.97	0.29	23.56	0.075	1.875	3.33	C.V

V.3.8. Détermination Armatures transversales : [2] ►Art. 7.4.2.2◄

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_l}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.
h_l: hauteur totale de la section brute.
S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 & zone\ nodale\ . \\ (b1/2, h1/2, 10\emptyset l) & zone\ courante. \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.
ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & si \quad \lambda \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 & si \quad \lambda < 5. \end{cases}$$

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le RPA 99 Version 2003 est donnée par :

$$At/(St*b) = \begin{cases} 0.3\% & si \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & si \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

$\lambda_g = l_f/D$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =235 MPa

On a Φ_{lmin}= 1.4 cm

- Selon CBA 93 :

$$\begin{cases} \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2};0,4MPa\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.20 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

section	T_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ_a	S_{tcal}(cm)	Zone	$S_{tfinale}$	choix
45*45	45.43	314	5.28	2.5	48.5	courante	15	4Φ10
						nodale	10	
40*40	47.44	200.96	5.95	2.5	27.2	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
35*35	33.97	200.96	6.8	2.5	31.4	courante	15	4Φ8
						nodale	10	

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/S_t.b$) :

Tableau .V.21 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t.b}(\%)$	λ_g	T<0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
45*45	courante	0.085	5.28	oui	-	-
	nodale	0.128		oui	-	-
40*40	courante	0.6	5.95	-	-	oui
	Nodale	0.83		-	-	-
35*35	courante	0.01	6.8	-	-	oui
	nodale	0.0		-	-	oui

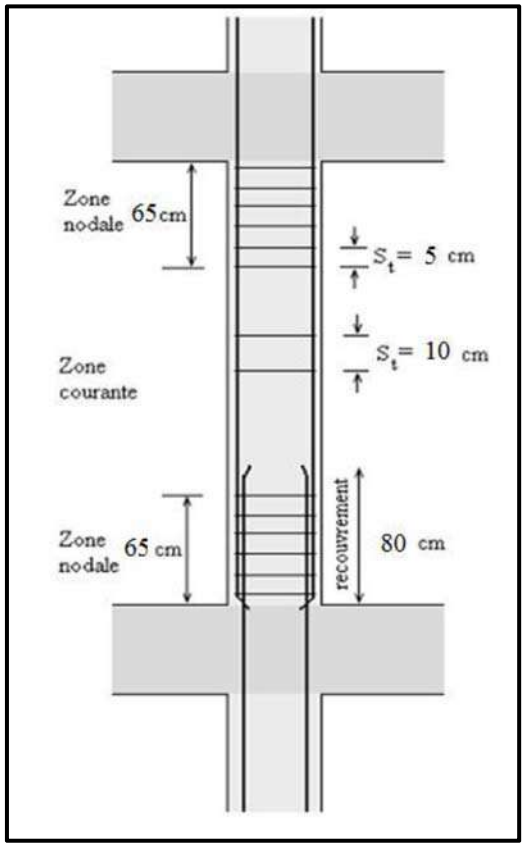


Figure .V. 4: Disposition des armatures dans les poteaux

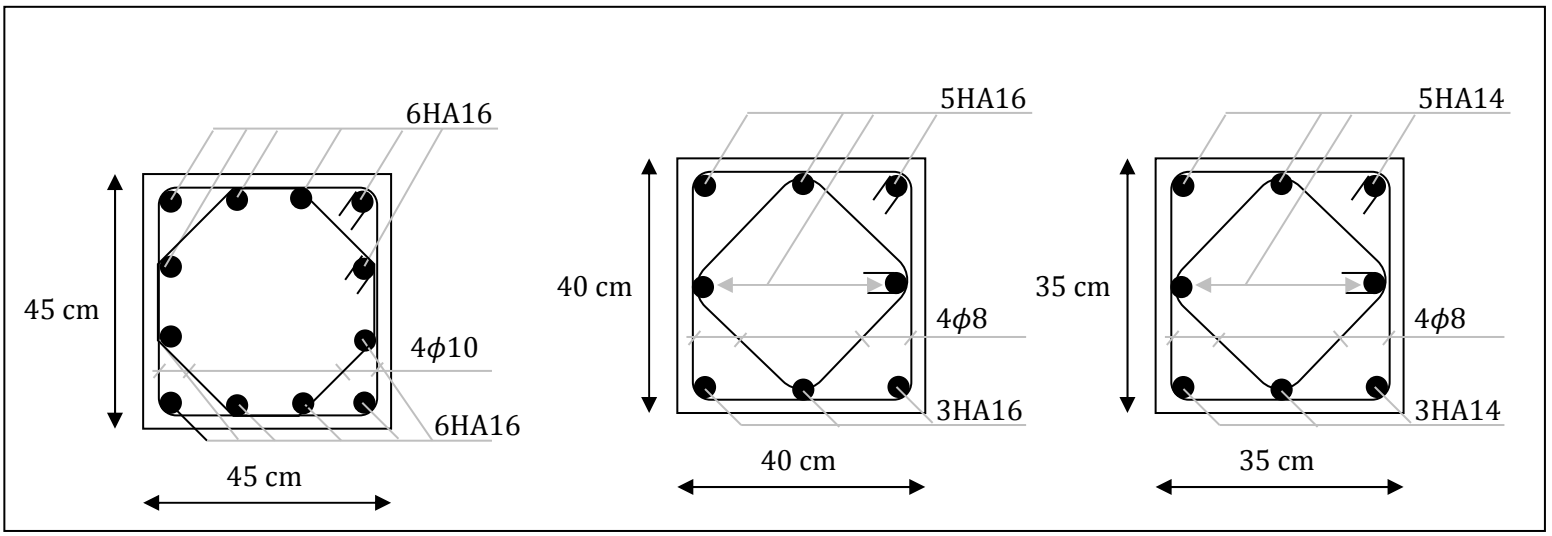


Figure .V. 5: Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

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

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.4.2. Les voiles pleins :

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

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.
Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al".
- Des aciers transversaux " At."
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".
Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.4.4.1. Recommandations des règlements :

A- Armatures verticales :

- Selon le CBA 93 :

- $A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

$\frac{A_v}{a.b}$: a = l'épaisseur du voile, b = la largeur de la zone tendue

-Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.4] ◄ :

- $A_v = 0.2\%Bt$ →dans la section tendue du voile.
- $A_v = 0.15\%B$ →dans la section globale du voile.
- $A_v = 0.10\%B$ →dans la section courante.

Avec :

- B : section du voile.
- a : épaisseur du voile.
- Φ_{ver} : diamètre vertical.
-

B-Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".
- Selon le CBA 93:

Diamètre maximal des armatures horizontales :

$$\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]}$$

Espacement des armatures horizontales :

- $S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{\mathbf{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}}{\mathbf{a(\tau_b - 0.3f_{c28})}}$

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Avec :

- $\boldsymbol{\tau_b}$: Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- Ah : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h : hauteur utile.

- Selon le RPA 99 Version 2003:

- $\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$
- $Sh \leq \frac{A.h}{0.003}$
- Sh ≤ min [1.5a ; 30cm]

c-Armatures transversales :

Ce sont des armatures haut adhérence de FeE 400 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4.1.a : Recommandations pour les voiles et les trumeaux :([1]et [2]

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

-Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$\begin{cases} S_v \text{ (zone courante)} \\ S_v = \\ \frac{S_v}{2} \text{ (zone d'extrémité)} \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

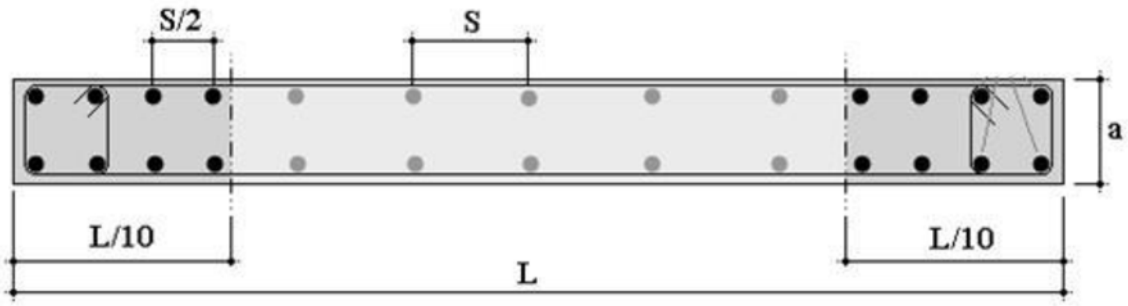


Figure. V.6: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :

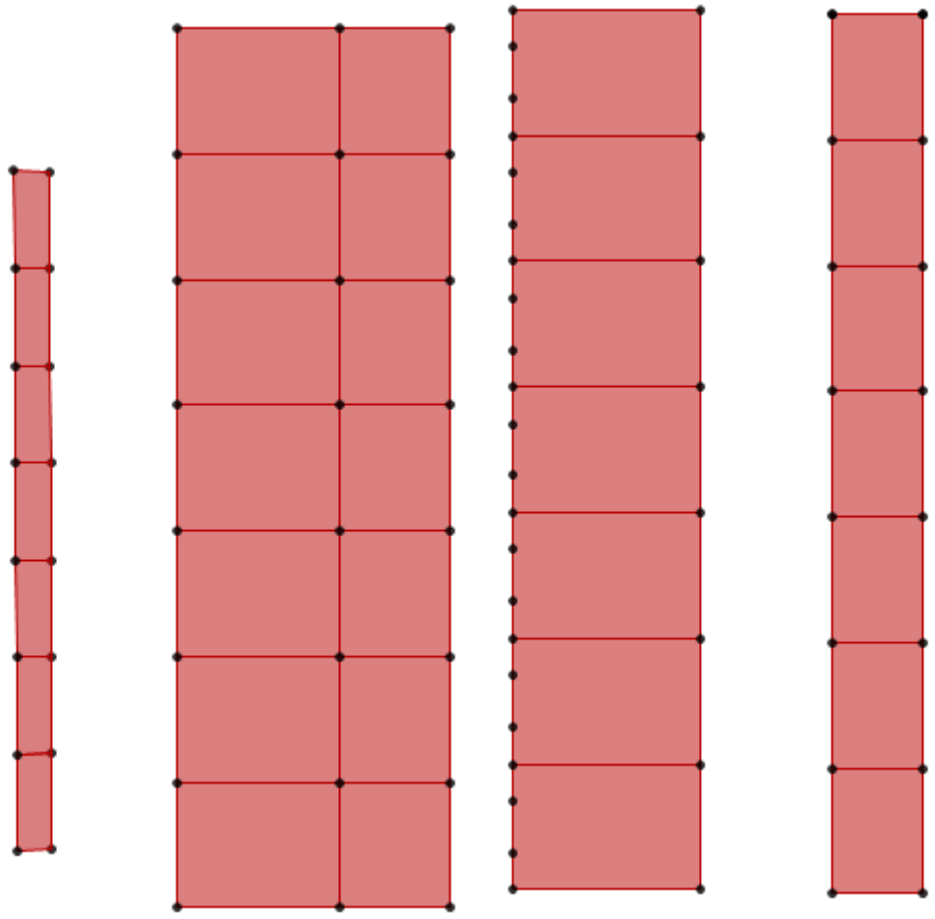
V.4.5.1.Armatures verticales :

A- Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau .V.22 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier

γ_b=1.5 Mpa	γ_s=1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s=1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa



V1 =1.20m V2=7.35 m V3=5.5m V4=2.45m

Figure **V-7 :** les déferrent voiles

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant

: Tableau .V.23: **Calcul des armateurs verticaux des voiles pleines**

Voile	Niveau	S (cm²)	N(KN)	M(KN.m)	Situation	Acalculé	St (cm)	Achoisie
V1	RDC	15X120	722.61	870.30	G+Q+EdX	11.54	15	2x(11HA12=12.44

	1er							cm²)
	2eme							
	3eme							
	4EME							
	5EME							
v2	RDC	15x735	2544.28	6080.19	G+Q+EdY	30	25	2x(30HA12=33.93 cm²)
	1er							
	2eme							
	3eme							
	4EME							
	5EME							
	6eme							
v3	RDC	15x550	2466.46	3987.25	G+Q+Edy	22.60	25	2x(20HA12=22.62 cm²)
	1er							
	2eme							
	3eme							
	4EME							
	5EME							
	6eme							
v4	RDC	15x245	858.86	271.46	G+Q+EdY	10.40	25	2x(10HA12=11.31 cm²)
	1er							
	2eme							
	3eme							
	4EME							
	5EME							

B. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

- $\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

- $\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63$Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .V.24: vérification des armateurs verticaux a l'ELS

voile	S(cm²)	Achoisie	Nser	Mser	ϭb (MPa)	ϭs (MPa)	[ϭb] (MPa)	[ϭs] (MPa)
V1	15*120	12.44	552.27	71.46	1.68	20.11	15	201.63
V2	15*735	33.93	2213.87	722.47	0.49	6.70	15	201.63
V3	15*550	22.62	2099.80	114.90	0.14	1.93	15	201.63
V4	15*245	11.31	1122.86	8.01	0.05	0.68	15	201.63

V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau .V.25 : Vérification des armatures.

voile	S(cm²)	V	ζ	ζbar	ζ<ζbar
V1	15*120	36.77	2.98	5	CV
V2	15*735	75.98	0.97	5	CV
V3	15*550	68.39	1.27	5	CV
V4	15*245	40.30	1.56	5	CV

Tableau .V.26 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins

NIV	VOILE	S	Ah choisi
RDC et les étages courant	V1	15*120	11HA12
RDC et les étages courant	V2	15*735	30HA12
RDC et les étages courant	V3	15*550	20HA12
RDC et les étages courant	V4	15*245	10HA12

.

V.4.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armaturesΦ_t est tel que$\Phi_t \geq \frac{\Phi_v}{3}$, $\Phi_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles de diamètre de 8 mm

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m2 au moins.

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1.les trumeaux :

Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau .V.27 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

voile	niveau	S (cm²)	N(KN)	M(KN.m)	Situation	Acalculé	St (cm)	Achoisie
t1	-	15*107	2372.37	1941.22	G+Q+Edx	18.60	15	2X (24HA 10 =18.85)
	RDC							
	1ER							
	2EME							
	3EME							
	4EME							
	5EME							
	6EME							

A.2. Vérification des armatures à ELS :

Tableau .V.28 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

voile	S(cm²)	Achoisie	Nser	Mser	σb (MPa)	σs (MPa)	[σb] (MPa)	[σs] (MPa)
t1	15x107	18.85	206.52	6.20	0.17	1.78	15	201.63

B. Les armateurs horizontaux :

Tableau .V.29 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

NIV	VOILE	S	St	Ah choisi

RDC Etage courant	T1	15*107	15	24HA10

C. Vérification des contraintes :

Tableau .V.30 : Vérification des contraintes

voile	S(cm²)	T	ζ	ζbar	ζ<ζbar
t1	107	16.91	1.54	5	CV

V.4.6.2. Linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".
Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

V.4.6.2.1Recommandations réglementaires :

-Selon le CBA 93:

Même conditions que pour les poutres.
- Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.2] ◄ :

La contrainte limites de cisaillement :$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :
$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau}= 0.2f_{c28}$
b0 : épaisseur du linteau.
d : hauteur utile.
V_u : effort tranchant ultime.
-Ferraillage : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1- Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.1]◄
- Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{f_e Z} \qquad \text{avec :} \quad Z=h-2d'$$

M : moment du à l'effort tranchant.
h : hauteur totale du linteau.
d : distance d'enrobage.

- Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

$$\lambda = 1/h \begin{cases} \lambda>1 \quad \text{(linteau longe)} \\ \lambda< 1 \text{(linteau court)} \end{cases}$$

A- linteau long$\lambda>1$:

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b- linteau court $\lambda< 1$

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T+A_t f_e}$

$T = \min (V_1 ; V_2)$ avec : $V_1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calculs comme suit :

$M_c = A_l . f_e . Z$ avec : Z = h – 2 d'

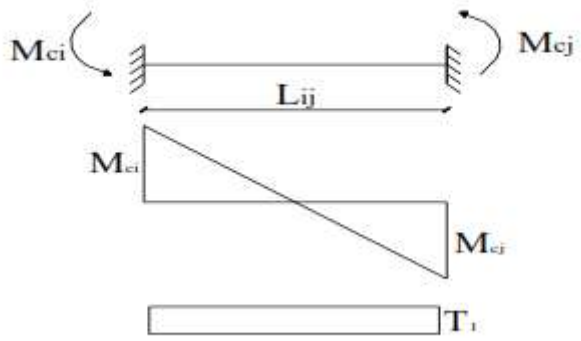


Figure. V.8: Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2- Deuxième cas ($\tau b > 0.06 fc28$) :selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.2] ◄ :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.
Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2sin\alpha.f_e} \qquad \text{avec: } tg\ \alpha = \frac{h-2d}{L}$$

V = Vu (sans majoration)

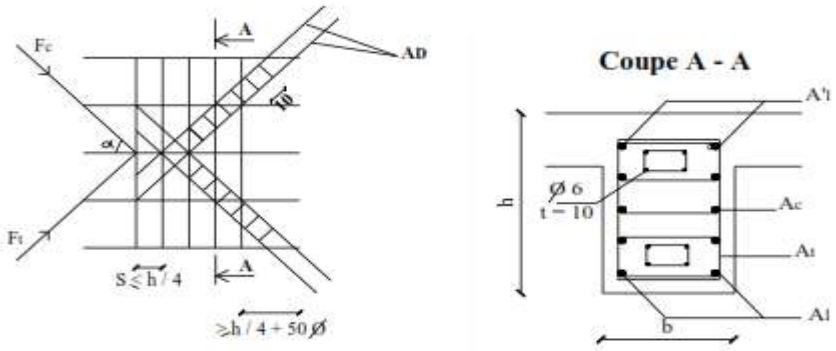


Figure. V.9 : Armatures du linteau selon le RPA 99

V.4.6.2.2Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.3] ◄ :
On a :

- $A_l \geq 0.15\%b.s$
- $A_c \geq 0.20\%\ b.s$

$A_D = 0$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28}$

➢

$A_D = 0.15\%b.h$ si $\tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28}$

$A_t \geq 0.15\%b.s$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28}$

➢

$A_t \geq 0.25\%b.s$ si $\tau_b > \mathbf{0.06}f_{c28}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau .V.31 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

		E	L	H	V	M	ζ	ζbar	ζ<ζbar
t1	RDC – 1	15	2.5	2.00	174.63	120.99	0.83	1.5	Flexion simple
	1^{ER}-2^{EME}	15	2.5	2.00	63.28	159.72	0.30	1.5	Flexion simple
	2^{EME}-3^{EME}	15	2.5	2.00	6.37	155.60	0.03	1.5	Flexion simple
	3^{EME}-4^{EME}	15	2.5	2.00	6.86	113.70	0.03	1.5	Flexion simple
	4^{EME}-5^{EME}	15	2.5	2.00	9.71	64.52	0.04	1.5	Flexion simple
	5^{EME}-6^{EME}	15	2.5	2.00	12.96	24.73	0.06	1.5	Flexion simple
	6^{EME}	15	2.5	2.00	3.60	8.42	0.01	1.5	Flexion simple

Tableau .V.32: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

	NIV	AL	AT	St	AL	AT
t1	RDC -1^{ER}	1.54	0.33	15	2x(3 HA 12)	2x(7HA10)
	1^{ER}-2^{EME}	2.04	0.33	15	2x(3 HA 12)	2x(7HA10)
	2^{EME}-3^{EME}	1.99	0.33	15	2x(3 HA 12)	2x(7HA10)
	3^{EME}-4^{EME}	1.45	0.33	15	2x(3 HA 12)	2x(7HA10)
	4^{EME}-5^{EME}	0.82	0.33	15	2x(3 HA 12)	2x(7HA10)
	5^{EME}-6^{EME}	0.31	0.33	15	2x(3HA 12)	2x(7HA10)

VI.1.Introduction

Une fondation est un ouvrage de transition entre les éléments porteurs de la structure et le sol.
Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et Les caractéristiques du sol d'autre part.
La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (Uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).
Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la Combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de Façon assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante Admissible du sol.

- Reconnaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction édifiée, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.
Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Sol de faible humidité et de moyenne à forte compacité. W%=9.96% ;
- Sol de nature argilo marneuse brunâtre carbonatée ;
- Sol Peu plastique ;
- Sol Peu compressible et peu gonflant ;
- Sol de bonne cohésion c=0.15 bars ;
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle ;

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à $_{sol}$ = 1.8 bars avec un ancrage de 3.00m sous le niveau du sous-sol.

Choix du Type de fondation :
Le choix du type de fondation dépend de :

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

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles filantes sous poteaux.
- Radier partielle.

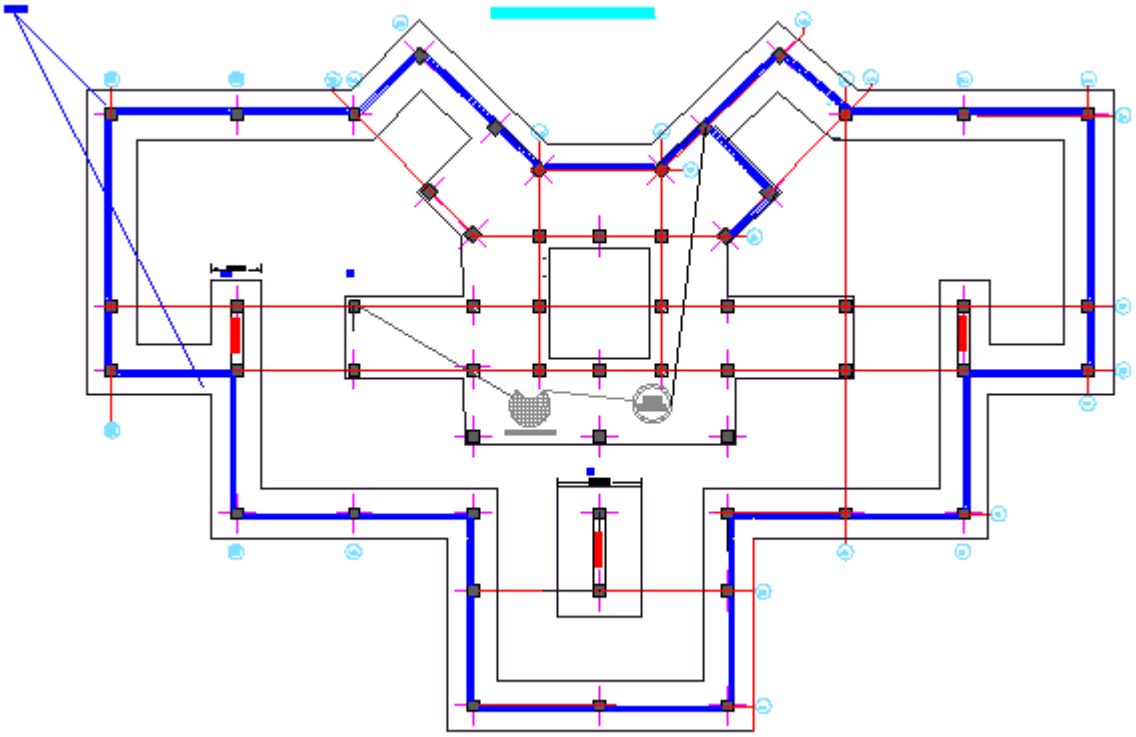


Figure VI.1 : plan de fondation

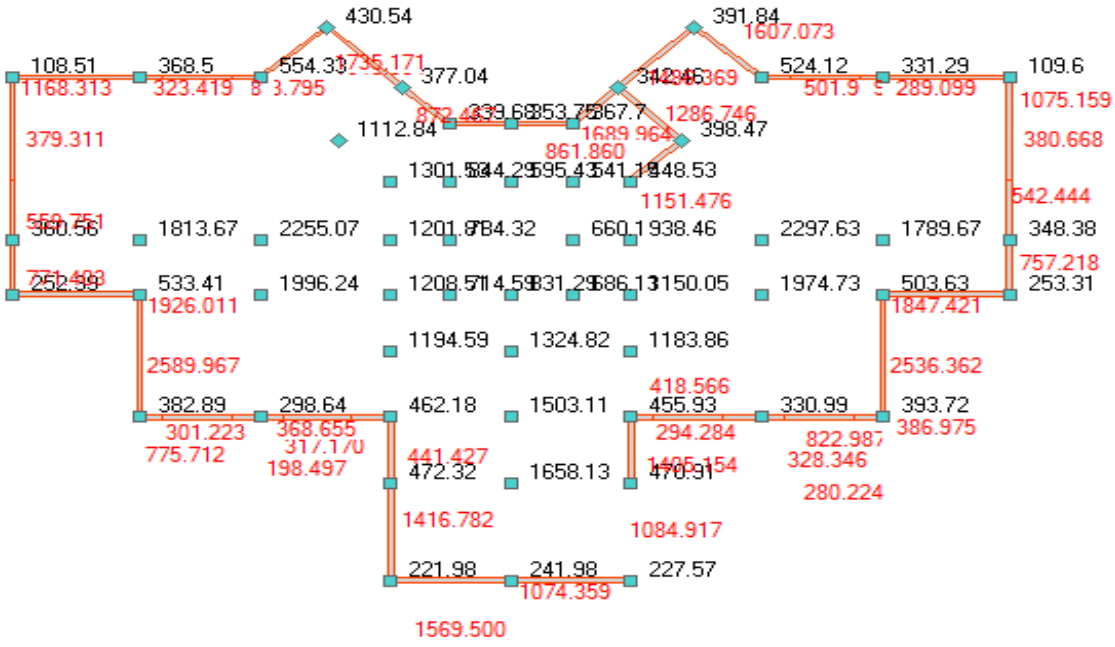


Figure VI.2: les efforts normaux à ELU

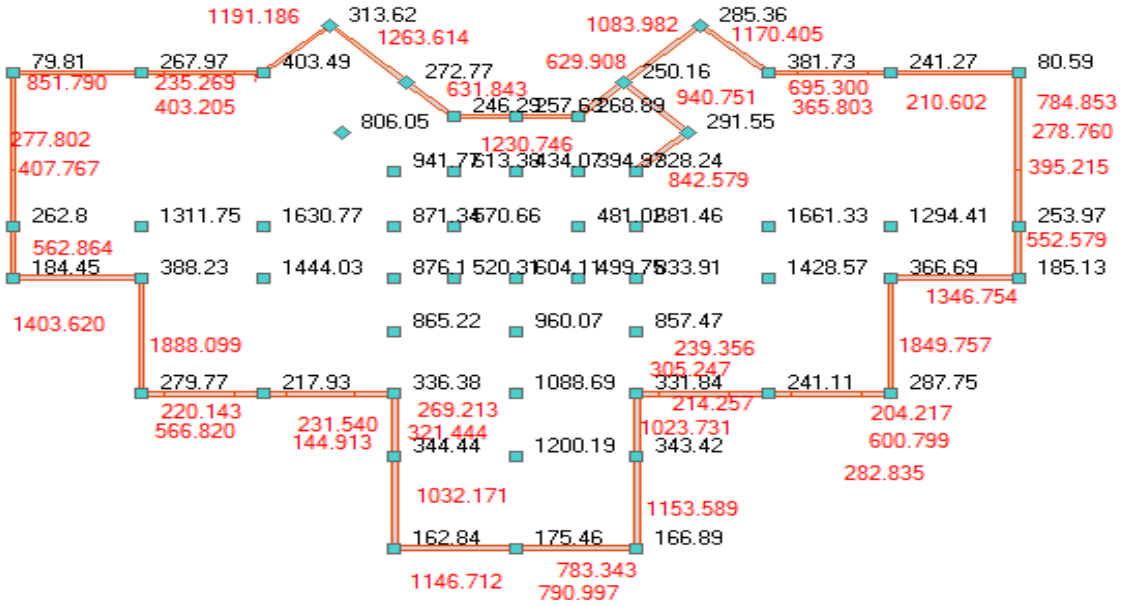


Figure VI.3 : Plan de fondation à ELS

VI.2. Calcul des semelles isolées :

$a = b \Rightarrow A = B$

$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$; $S \geq \frac{N}{.\sigma_{sol}}$;

Donc : $A=\sqrt{S}$

VI.2.1. Dimensionnement des semelles isolées

σsol (MPa)= 1.80

Tableau VI-1: Dimensions des semelles isolées

Semelle	L (m)	N (kN)	B (m)	A (m)	A et B adopté
S2	4.35	1813.67	2.5	2.5	3
S3	4.85	1503	2.7	2.7	3
S4	4.35	2255	3	3	3.5

VI.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles isolées

On doit procéder aux vérifications suivantes:

Chevauchement entre semelles isolées: $L \geq \frac{c_1+c_2}{2}$x1.5

Avec :

L: distance entre deux semelles

C: largeur de la semelle

Tableau VI-2 : vérification de chevauchement des semelles

	L	C1	C2	1.5x(C1+C2)/2	L≥1.5x(C1+C2)/2
S2	4.35	3	3	4.30	Chevauchement
S3	4.85	3	3	4.35	Chevauchement
S4	4.35	3.5	3.5	5.25	Chevauchement

Conclusion

Concernons les semelles S2 s3 et s4 sont chevauchées dans le sens x

D'après les tableaux, on constate un chevauchement entre les semelles. On les remplace alors, par une semelle filante

VI.3 Les semelles filantes périphériques

VI.3.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = N_{max}$$

Avec :

- N_{max} : l'effort normal maximal entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante.
- B : dimension transversale ent inconnu
- A : dimension longitudinale sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre.

$$A = \frac{L_i + L_{i+1}}{2} + b$$

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux concentrés aux poteaux.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \cdot \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B - b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Les moments sont faibles et négligeables, après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids du remblai et du poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau **VI** -3 : dimensions des semelles filantes périphériques

Semelle	L (m)	N ser (kN)	B calculée (m)	B choisi (m)	H (cm	H chois	d (m)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorce\ p}$ (kN)	$P_{remblé}$ (kN)	σ MPa	σ_{adm} MPa
SF1perip h	11.4	3213.15	1.56	1.90	39.25	55.00	1.5	297.83	9.87	246.31	1.74	1.8

Sollicitations à L'ELU ou ACC :

Nu max = 360.00 KN

VI .3.2.Vérification de Poinçonnement :

CBA 91 Art A.5.2.4.2 :

F (ELU) < 0.045. h. uc . fcj / ɣb

u :4.00 m périmètre moyen
h :0.55 m hauteur de la dalle
fc 28 : 25.00 MPa béton a 28 jours
ɣb :1.5

F limite =1650.00 MN

=> Pas de poinçonnement du fût sur la semelle.

VI.3.3 Calcul de ferraillage

Tableau VI.4 : ferraillage des semelles filantes périphériques

Semelle	N_u (kN/mℓ)	N_{ser} (kN/mℓ)	D (cm)	B	B	A_u (cm²)	A_{ser} (cm²)	A_{finale} (cm²)	Esp (cm)	Achoisi
SF1periph	1636.96	1339.78	65	190	45	7.30	11.20	11.19	20	10HA12=11.31

Pour faciliter la réalisation des semelles filantes sous voile périphérique on adopte le même dimensionnement et le même ferraillage pour toutes les autres semelles par l'effort le plus défavorable

VI .3.4.Vérification des longueurs de scellement :

Tableau VI.5.Vérification de la longueur de scellement de la semelle filante SF1

	B(m)	A(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ **B/4**
SF1	1.9	1.9	4.7	114	CV

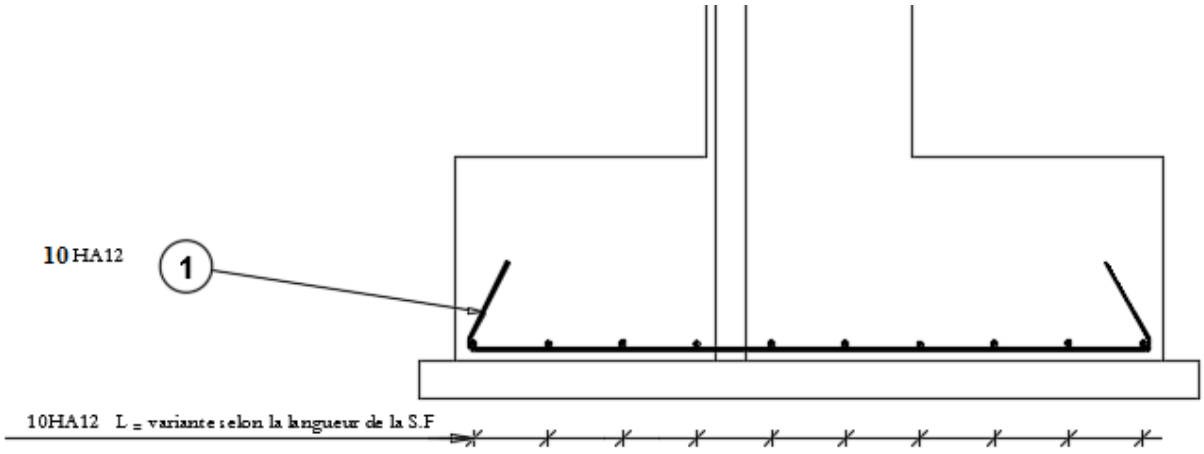


Figure VI.4 : ferraillage de la semelle filante périphérique

Conclusion :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbés de 135^0.

Tableau VI.6. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante SF1

	N_{ELU}(kN)	M_{ELU}(kN.m)	e(m)	B(m)	B/4 (cm)	e ≤B/4
SF1	1636.96	6.32	2.5	1.9	4.7	CV

VI.4.Semelles filantes sous poteaux

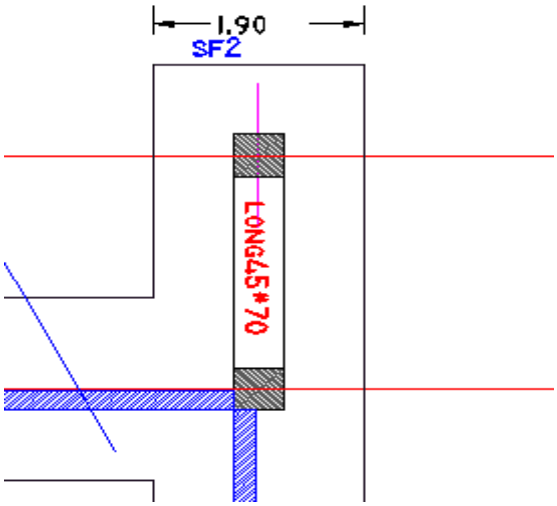


Figure VI.5 : semelle filant

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit : $\mathbf{N}=\frac{\Sigma N}{L}$

Avec :

- ΣN : est la somme des efforts normaux concentrés aux poteaux.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\mathbf{B} \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} \quad ; \mathbf{H} = d + c + \frac{\phi}{2} \quad ; \quad \mathbf{d} \geq \frac{B-b}{4}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids de remblai et du poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tab.VI.7. dimensions des semelles filantes sous poteaux

Semelle	L (m)	N ser (kN)	B calculée (m)	B choisi (m)	H (cm	H chois	d (m)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorce\ p}$ (kN)	$P_{remblé}$ (kN)	σ MPa	σ_{adm} MPa
SF2	4.35	1505.75	2.8	3.5	61.75	70	1.5	151.9	7.09	148.01	1.74	1.8
Sf3	4.85	2288.88	2.62	3.2	71.75	75	0.5	291.00	4.56	122.43	1.74	1.8
Sf4	4.35	3074.8	5.43	7	166.75	170	-0.5	1294.13	-5.06	-270.41	1.73	1.8

Dimensionnement & Vérification des contraintes à L'ELS : semelle f 4

Ni	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	Σ Ni=
Valeur	2255.07	1996.24	0	0	0	0	0	4251.31
Semelle	4.35	7.00	1.50	25				1141.88
A.Poteaux	2	0.45	0.45	-0.3	25			-3.04
Remblai	4.35	7	-0.3	18				-162.24
							Somme	5227.90
							Contrainte sous semelle	1.72
							Volume	45.68
							Prix Unitaire	32000.00
							Prix Total	1461600.00

бsol =	1.80	Bars
hL =	30.00	cm
H =	1.50	m
C =	3.00	cm
Dimensionnement Initial :		
B =	5.43	m
Bch =	7.00	m
h =	166.75	cm
hch =	150.00	cm
D =	-30.00	cm

On se réfère aux plus grandes valeurs des efforts appliqués sur les semelles filantes 2 et les semelles périphériques pour généraliser le ferraillage.

A partir des résultats obtenus pour la semelle filante 4 dont l'effort normal est important (3074.8 KN) ainsi que le débord (7), on associe cette semelle au radier.

On a deux cas de semelles filantes :

• Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux

• Semelle filante (continue) sous un voile

➢ **Ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux:**

❖ **Armatures principales :** $\mathbf{A = \frac{N(B-b)}{8*d*\sigma_s}}$

Avec:

✓ n : étant le nombre des barres

❖ **Armatures de répartition :** $\mathbf{A_{rep} = \frac{A(cm2).B\ (m)}{4}}$

Avec:

✓ $[\sigma_s]$ = 348Mpa à l'ELU : en situation durable.

✓ $[\sigma_s]$ = 202 Mpa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant

Tableau IV.8 : Armatures principales des semelles filantes

Semelle	N_u (kN/mℓ)	N_{ser} (kN/mℓ)	D (cm)	B	B	A_u (cm²)	A_{ser} (cm²)	A_{finale} (cm²)	Esp (cm)	Achoisi
SF3	3161.24	2288.88	20	3.2	45	6.92	8.20	11.19	20	10HA12=11.31

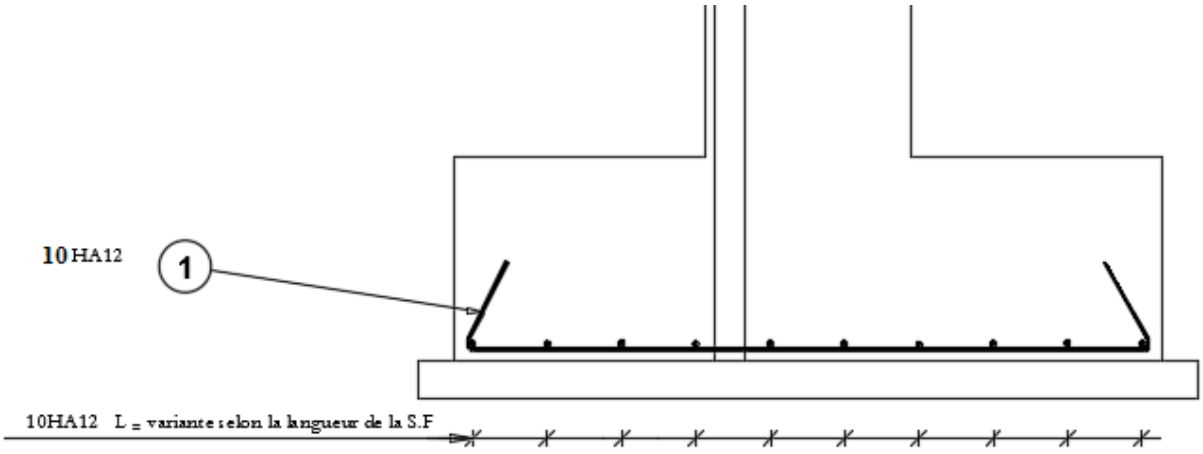


Figure VI.6 : ferraillage de la semelle filante

VI.4.1. Dimensionnement de la poutre de libage

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 prévoit l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =32164200kN/m²).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

  I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b.h_p{}^3}{12}$
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau. **VI**.9 : Dimensionnement de la poutre de libage

	B (m)	l(m)	h_p (m)	I (m^4)	l_e (m)	$\frac{\pi}{2} l_e$ (m)	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL2	1.9	4.35	0.75	0.064	46.25	72.61	C.V
Pl3	3.2	4.85	0.32	0.087	30.57	47.99	C.V

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage on commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ $\sum$ Ni : la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m).

Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	ΣN (ELU) (kN)	ΣNi (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN /m²)	q_{ser} (KN /m²)
PL2	2080.37	1505.75	2.5	727.74	624.67
Pl3	3161	2288.88	2.95	838.56	835.31

VI.4.2 : Calcul des moments

Tableau IV.11: Détermination des moments de la poutre de libage

ELU	ELS
M_{t2} (KN.m)	M_{t2} (KN.m)
454.72	524.19
M_{t3}(KN.m)	M_{t3} (KN.m)
919.4	908.66

VI.4.3 : Calcul du ferraillage de la poutre de libage:

- **Armatures longitudinales :**

VI.4.3.1 Calcul à l'ELU pl2 :

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$d = h - e - \frac{\phi}{2}$; $\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; on a $\mu \leq \mu l = 0.392$

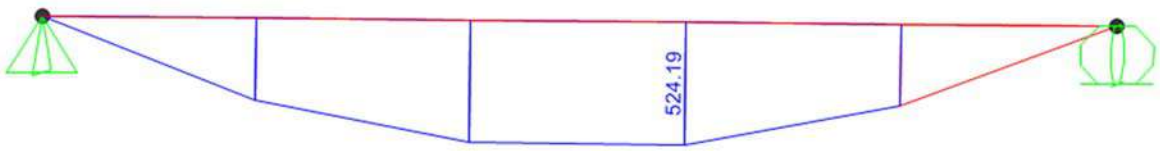


Figure. IV.6 : Moment de poutre de libage à ELU

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

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

	Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{Choix} (cm²)	$A_{montage}$ (cm²)
Travée	454.72	72.5	23.8	0.00	12HA16 =24.13	4HA16 =8.04

VI.4.3.2 : Vérification des contraintes à l'ELS :

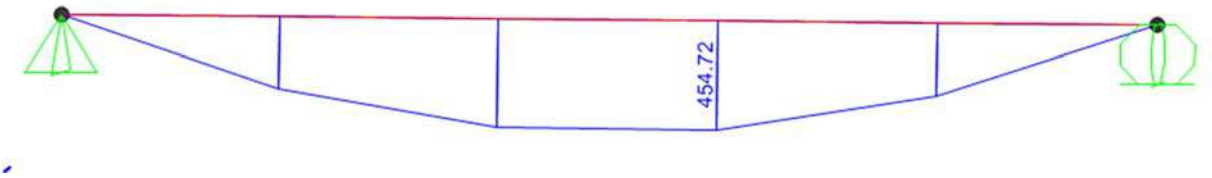


Figure. IV.7 Moment de poutre de libage à ELS

Pour une fissuration préjudiciable : $\begin{cases} [\sigma b] = 15Mpa \\ [\sigma s] = 202Mpa \end{cases}$

Tab.VI.13 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]	σs (MPa)	σs ≤ [σs]
PL	Travée	24.13	524	14	C.V	201.6	C.V

.

Selon le règlement C.B.A 93

- On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes. Alors on

Adopte une poutre de libage de (45x75) (cm2), noyée dans la semelle

Armatures transversales :

$$T_u = \frac{q_u.l}{2} = 780.83\ kN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{780.83*10^3}{450*725} = 2.39 \leq 2.5 \text{ cv}$$

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33\,\text{mm}$$

$\Rightarrow \varphi_t = 10\ mm$ Alors en adopte **A = 6HA10 = 4.71 cm²**

- **Espacement [1]**

$S_t \leq \min\left[20cm\ ; 15\varphi_1\right] = \min\left[20cm\ ;\ 37.5cm\right]$

- **Zone nodale :**

$A_t = 6T10.$

$S_t = 10cm.$

- **Zone courante :**

$A_t = 6T10.$

$S_t = 20cm.$

Armatures longitudinales :

Calcul à l'ELU pl3 :

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$d = h - e - \frac{\phi}{2}$; $\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; on a $\mu \leq \mu l = 0.392$

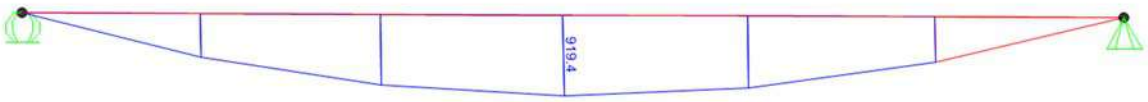


Figure **IV**.8 : Moment de poutre de libage à ELU

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de

	Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{Choix} (cm^2)	$A_{montage}$ (cm^2)
Travée	919.4	72.5	61.23	0.00	20HA20 =62.83	4HA16 =8.04

Vérification des contraintes à l'ELS :

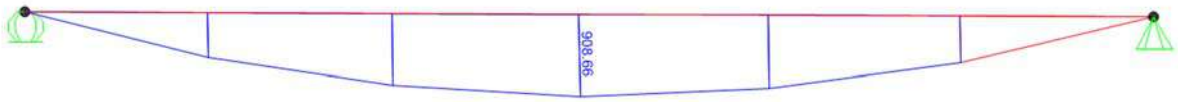


Figure. IV .9 : Moment de poutre de libage à ELS

Pour une fissuration préjudiciable : $\begin{cases} [\sigma b] = 15Mpa \\ [\sigma s] = 202Mpa \end{cases}$

Tab.VI.15 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σb ≤ [σb]	σs (MPa)	σs ≤ [σs]
PL	Travée	62.83	908.66	14	C.V	201.6	C.V

Selon le règlement C.B.A 93

- On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes. Alors on adopte une poutre de libage de (45x75) (cm2), noyée dans la semelle.

Armatures transversales :

$$T_u = \frac{q_u.l}{2} = 1236.87kN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{1236.87*10^3}{450*875} = 2.48 \leq 2.5 \text{ cv}$$

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33\,\text{mm}$$

$\Rightarrow \varphi_t = 10\ mm$ Alors en adopte **A = 6HA10 = 4.71 cm²**

- **Espacement [1]**

$S_t \leq \min\left[20\text{cm} ; 15\,\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm} ; 37.5\text{cm}\right]$

- **Zone nodale :**

$A_t = 6T10.$

$S_t = 10\text{cm}.$

- **Zone courante :**

$A_t = 6T10.$

$S_t = 20\text{cm}.$

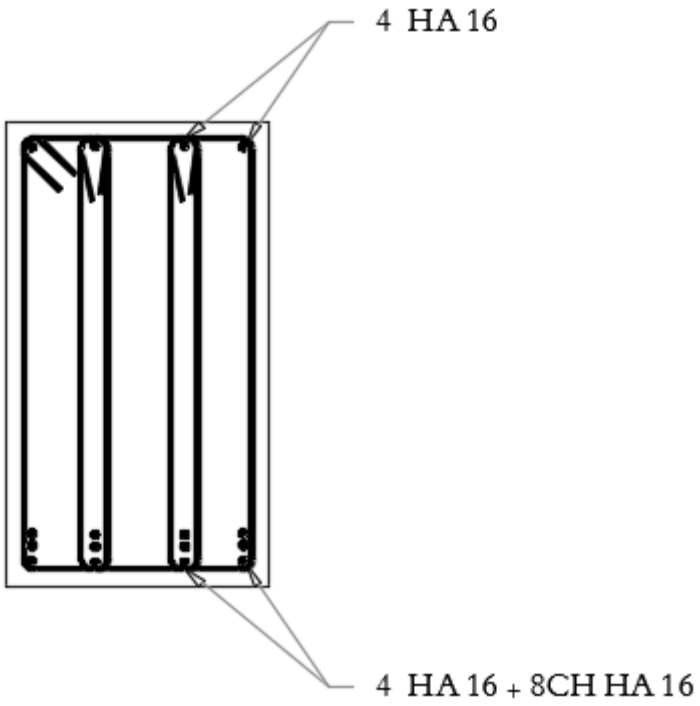


Figure .IV.10 : ferraillage de la poutre de libag

VI.5 : Etude de voile périphérique RAP 9 [Art 10.1.2]

Notre voile périphérique joue double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

Epaisseur ≥ 15 cm.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical.
- Un recouvrement de 50 ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 20 cm.
La hauteur de voile périphérique = 3.23 m.

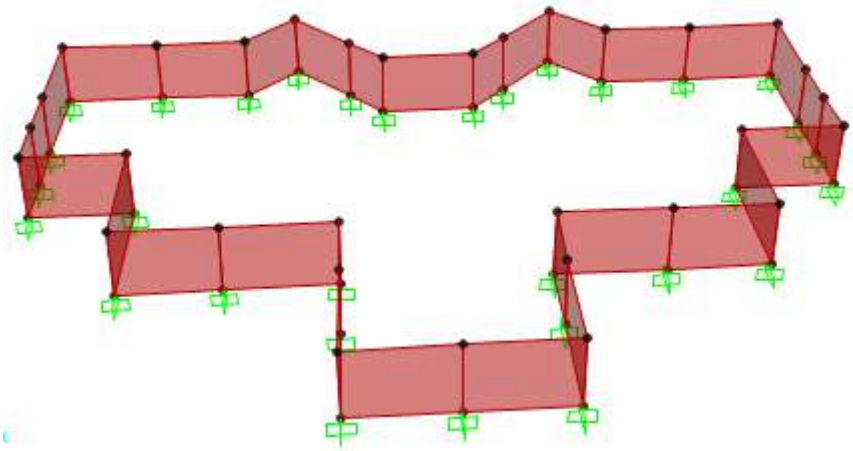


Figure IV.11 : les voiles périphériques

VI.5.1. Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le mur de soutènement-voile périphérique- subit aussi la charge d'exploitation q=2.5kN/m² qui vient du couloir.

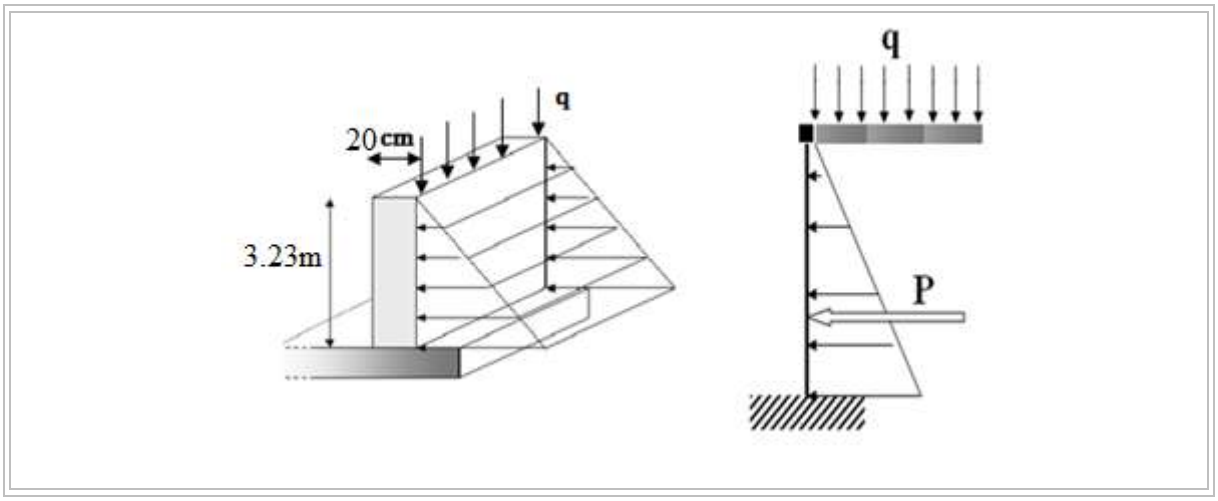


Figure VI-12 : Le chargement appliqué au mur de soutènement

VI.5.1.a. charge permanente

Nous avons :

- un terrain plat : $\beta=0$
- mur droit : $\lambda=0$
- le poids volumique du terrain à 2/3 du mur par rapport au terrain naturel : $\gamma=18kN/m^3$.
- l'angle de frottement interne : $\varphi=20^o$
- D'après Rankine La poussée des terres P est égale à : $\begin{cases} P=1/(2.k\gamma a.\gamma.h^2) \\ G= k\gamma a.\gamma.h \end{cases}$
- Le coefficient de contrainte : $k\gamma a=tg2\ [(\pi/4)-(\varphi/2)]$;D'où : $k\gamma a=0.490$
- Alors : G= 0.490 * 18 * 3.23=28.48 kN/m²

VI.5.1.b. charge d'exploitation

Nous avons :

- Q=kq .q
- kq= kγ /cos (β- λ)=0.490
- Alors : Q= 0.409 x 2.5=1.225 kN/m².

VI.5.1.c. combinaisons d'actions

- qu=1.35G+1.5Q=40.28kN/m².
- qser=G+Q=29.70 kN/m².

Pour une bande de 1m :

- qu=40.28kN/mℓ.
- qser=29.70 kN/mℓ.

VI.5.2. Ferraillage des voiles périphériques

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les coefficients µx , µy de répartition des moment selon X ,Y qui dépend du coefficient de **POISSON** et du rapport :

$$\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$$

Dans notre cas : $\rho = \frac{3.23}{7.30}$=0.44 > 0.4

Ce qui indique d'un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

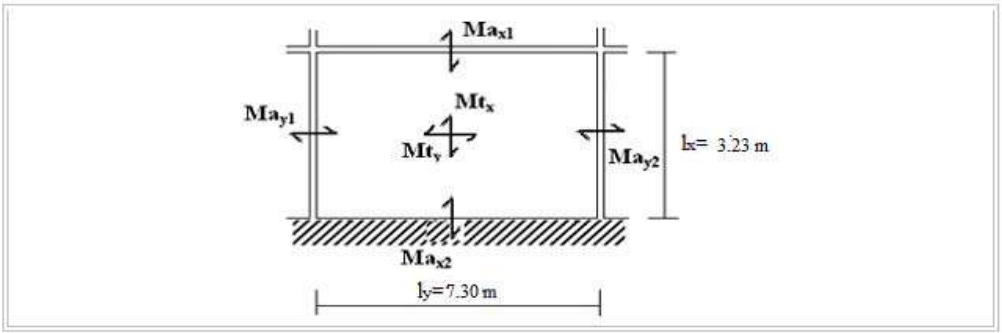


Figure VI-13 : Les moments subissant par le mur de soutènement

VI.5.2.a. Détermination des moments a l'ELU

$$\begin{cases} Mx = \mu x * qu * \ell x^2 = 0.1*40.28*(3.23)^2 = 42.01 \text{ kN.m.} \\ My = \mu y * Mx = 0.25*42.02 = 10.50 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

Il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

- **En travée :**

$$\begin{cases} Mtx = 0.85Mx = 35.71 \text{ kN.m.} \\ Mty = 0.85My = 8.92 \text{kN.m.} \end{cases}$$

- **Aux appuis :**

$$\begin{cases} Max1 = Max2 = -0.3\ Mx = -12.60 \text{ kN.m.} \\ May1 = May2 = -0.5\ Mx = -21 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

VI.5.2.b. Détermination des moments à l'ELS

$$\begin{cases} Mx = \mu x * q_{ser} * \ell x^2 = 0.1*29.70*(3.23)^2 = 30.98 \text{ kN.m.} \\ My = \mu y * Mx = 0.31*30.98 = 9.60 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

- **En travée :**

$$\begin{cases} Mtx = 0.85Mx = 26.33 \text{ kN.m.} \\ Mty = 0.85My = 8.16 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

- **Aux appuis :**

$$\begin{cases} Max1 = Max2 = -0.3\ Mx = -9.29 \text{ kN.m.} \\ May1 = May2 = -0.5\ Mx = -15.49 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

VI.5.2.c. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple :

Tableau VI-12 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

	Sens	M (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A_{choisi}
Travée	X	35.71	17.5	10.25	10HA12=11.31
	Y	8.92	17.5	2.5	4HA10=3.14
Appui	X	12.60	17.5	3.66	3HA12=3.39
	Y	21	17.5	6.22	6HA12=3.92

VI.5.2.d. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI-13 : Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS

	Sens	A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs ≤ [σs]	σb ≤ [σb]
Travée	X	10.25	26.33	5.92	0.54	Oui	Oui
	Y	2.5	8.16	1.87	0.17	Oui	Oui
Appui	X	3.66	9.29	2.13	0.19	Oui	Oui
	Y	6.22	15.49	3.52	0.32	Oui	Oui

VI.5.2.f. Vérification de la contrainte de cisaillement

- **suivant X :** $Tx = \frac{qu .lx .ly}{2ly+lx} = 53.26\ kN$
-
- **suivant Y :** $Ty = \frac{qu .lx .ly}{3ly} = 43.36\ kN$

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau_u = \frac{T^{max}}{b_0 .d} = \frac{53.26 * 10^3}{1000 * 175} = 0.30MPa \leq \frac{0.07 .fc28}{\gamma b} = 1.167MPa$$

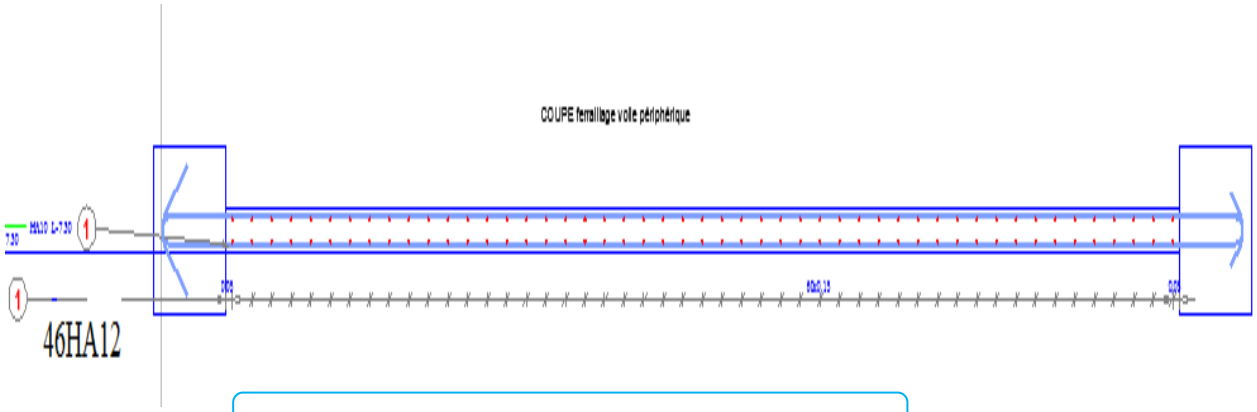


Figure VI .14 : ferraillage des voiles périphériques

VI.6. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.6.1. Pré dimensionnement : [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Pour un sol de fondation de catégorie S_3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm²

On adopte une section de 30 x 30 cm².

VI.6.2. Sollicitations : [1] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha}$$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELS.
- α: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI.23 : Valeurs de α

site	zone I	zone Iia	zone IIb et III
S_3	15	12	10

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{2255.07}{10} = 225.5 \text{ kN}$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1630.77}{10} = 163.07 \text{ kN}$$

VI.6.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

a. à l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

Où : $F_u = 225.5$ kN

Alors: $A_u = \frac{225.5 * 10^3}{348} = 6.47 cm^2$

a. condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le **CBA 93** :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors on a : $A \geq \frac{(30*30)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 4.72 cm^2$

Donc on adopte **A=6HA14=9.23cm²**

b. vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$F_{ser} = 163.07$

Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{163.07 * 10^3}{923} = 176.67 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \text{ (C.V)}$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B:**[1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄** on a:

Donc on adopte **A=6HA14=9.23 cm²** $= \frac{0,6*30*30}{100} = 5.4 cm^2$ $A_{min} = \frac{0,6b.h}{100}$

a. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par **[1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄**qui doit être inférieur au Min (20 cm ; $15\Phi_\ell$).

a.1. section :

on a :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66\text{mm}$$

On adopte: $\varphi_t = 6\,\text{mm}$

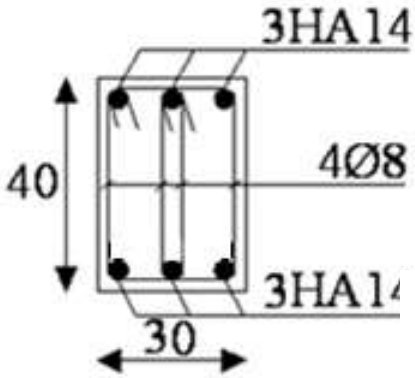
A_t = 2ϕ6 = 0.57 cm²

a.2. Espacement:

on a :

$$S_t \leq \min\left[20\text{cm}; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm}; 21\text{cm}\right]$$

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



(Cadre+étrier

Figure **VI** .15 : Ferraillage de la longrine

VI.7. RADIER PARTIELLE

VI.7.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

- On an opté pour ce type de fondation pour notre structure au niveau du SSol

VI.7.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut satisfaire la condition:

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad => S \quad \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \sigma adm \geq \sigma \max$$

Ona :

N = G+Q = 19241.57 KN

σ_{sol} = 1.8 bar

On trouve: $S \geq 106.89 cm^2$

La surface du bâtiment $Sb \geq 137.52 cm^2$

Donc la surface totale du radier est 137.52 cm^2

VI.7.3. Pré dimensionnement de radier :

a. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier:

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

Condition forfaitaire

$$\frac{Lmax}{20} \geq hr1$$

Avec: L_{max}: la longueur maximale entre les axes des poteaux.

Lmax= 4.9 m

$=> hr1 \geq$ 0.24 m

Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante:

$$\frac{\pi}{2} Le \quad \geq L \max$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier
E: Module d'élasticité du béton (en prend E=20000MPa).
b: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).
K: Coefficient de raideur du sol :

$$0{,}5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$$

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- K=0,5[kg/cm3] → pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm3] → pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm3] → pour un très bon sol.

On aura:

$$h_{r2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

0.38m $\geq hr2$

<u>Condition de cisaillement :</u>

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = Min(0{,}1 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$$

Avec:

$$T_u = \frac{qL}{2} \qquad q = \frac{N_u.1ml}{S_{rad}} \quad ;$$

Nu=Nu (superstructure)
Nu=30408.88 kN
L=4.9m ; b=1m

$$h_{r3} \geq \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad} b(0{,}9\bar{\tau})}$$

0.24 m $\geq hr3$

Donc : $hr1 \geq$ max ($hr1$, $hr2$, $hr3$)=0.38

= 0.80 m $hr1$

b. Dimensionnement des nervures :

1. Largeur des nervures :

Condition de coffrage :

$b \geq \frac{Lmax}{10} = \frac{490}{10} = 49$ cm

2. Hauteur des nervures :

Condition de poinçonnement

Il faut vérifier :

$$N_u \leq 0{,}045 U_c . h . \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{.....(1)}$$

Nu : la charge de calcul vis a vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité,

⇨ Nu = 2297.63 kN.

Uc: Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec :

$$U_c = 2[(a+b)+2h]$$

a,b : les dimensions du poteau (45,45).

D'après l'équation (1) on a :

0.72 m on prend $hn1 = 0.75$ m $\geq hn1$

Condition de la raideur:

- Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique. l'expression de la longueur élastique est donnée par:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{..... (*)}$$

- Si les charges sont transmises à la poutre (ici nervure ou dalle du radier), par l'intermédiaire de poteaux de largeur a non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale a :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a$$

- Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire). Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

- Si l'entre axe des poteaux est supérieur à le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.
- On veut que:avec

$$\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{entre\ axe}$$

a = 45 cm (largeur du poteau)
l entre axe = 4.9m
Le =2.67 m
A partir de la formule (*) on calcule la valeur de h:

$$h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}} :$$ On aura:

⇨ hn2 = 0.31 m

Condition de la flèche**:**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{max}}{15} < h_{n3} < \frac{L_{max}}{10}$$

On a : Lmax=4.90m

⇨ 32.66 cm < hn3 < 49cm

On choisit : Hn3= 45 cm
Donc hn>max(hn1 , hn2 , hn3) = 75cm
hn = 75 cm

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier ***hr=80cm***
- Les dimensions de la nervure ***hn =75 cm***
  bn=70 cm

VI.7.4.caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité:

Xg=18.78. m
Yg=13.78 m

b. Moments d'inertie:

Ixx= 17.37m
Iyy=12.09m

VI.7.5. Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1{,}5\right)$

Avec:

Ms: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

- Mr: Moment de renversement dû aux forces sismique.

Et :

- Mr= M0+V0h
- M0: Moment à la base de la structure.
- V0: L'effort tranchant à la base de la structure.
- M0, V0 : sont tirés à partir du fichier SAP2000 V17.1
- h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

Sens x-x:

Msx=Ng. Xg

Mrx=423146.82kN.m

Avec:

$N_g=N_{g1}+N_{g2}$

Et :

- N_{g1}: Poids propre de la superstructure.
- N_{g2}: Poids propre du radier.

Alors : N_{G1}= 19241.57 KN

$N_{G2}=\rho_b.S.h=25*126*0{,}8=2520$ kN

Donc: N_G=21761.57kN

Ms=361356.68

$\frac{M_s}{M_R}$ = 8.53 > 1.5 …. *CV*

Sens y-y:

M_{Ry} = 152713.43 KN.m

M_s=265148.83 KN.m

$\frac{M_s}{M_R}$ = 1.73 > 1.5 …… cv

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.7.6.Vérification des contraintes dans le sol :

On doit vérifier la contrainte du sol.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \frac{19241.57}{137.52} = 0.13 < 0.18 bar$$

VI.7.7.ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher. La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferraillage de la dalle du radier:

Détermination des efforts:

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0$ => La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

- $M_x = \mu_x q L_x^2$ …….sens de la petite portée.
- $M_y = \mu_y M_x$ …….sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive :

- Moment en travée :
  Mtx= 0.85Mx
  Mty=0.85My
- Moment sur appuis:
  Max= May=0.3Mx (appui de rive)
  Max= May=0.5Mx (appui d'intermédiaire)

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée:
  $Mt_x = 0.75M_x$
  $Mt_y = 0.75M_y$

- Moment sur appuis :

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4$ => La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a = 0,5M_0$

Avec :

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

b. Valeur de la pression sous radier:

ELU: qu= 274.51 kN/m²
ELS: qser= 179.46 kN/m²

c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0):

$$0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0$$

On à le rapport des panneaux la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VI-1 : Calcul des moments à l'ELU

PANNEAU	*Lx*	*Ly*	*Lx/Ly*	*μx*	*μy*	*Mx*	*My*	*Mtx*	*Mty*	*Ma*
P1	2.45	2.57	0.95	0.04	0.88	65.90	57.99	49.42	43.49	32.95
P2	2.45	2.57	0.95	0.04	0. 88	65.90	57.99	49.42	43.49	32.95
P3	2.55	2.65	0.96	0.04	0.90	71.40	64.26	53.55	48.19	35.7
P4	2.55	2.65	0.96	0.04	0. 90	71.40	64.26	53.55	48.19	35.7
P5	2.55	4.90	0.52	0.09	0.25	160.65	40.16	136.55	34.13	68.27 40.96
P6	2.55	4.90	0.52	0.09	0. 25	160.65	40.16	136.55	34.13	68.27 40.96
P7	2. 30	2.56	0.89	0.04	0.76	58.08	44.14	43.56	33.10	29.04
P8	2.30	2.56	0.89	0.04	0. 76	58.08	44.14	43.56	33.10	29.04
P9	2.64	3.36	0.78	0.05	0.56	95.66	53.56	71.74	40.17	47.83
P10	2.64	3.36	0.78	0.05	0. 56	95.66	53.56	71.74	40.17	47.83

d. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2):

$$0{,}4 < \frac{L_x}{L_y} < 1{,}0$$

On au rapport des panneaux la dalle travaille dans les deux sens

Tableau VI-2 Calcul des moments à l'ELS

PANNEAU	Lx	Ly	Lx/Ly	µx	µy	Mx	My	Mtx	Mty	Ma
P1	2.45	2.57	0.95	0.04	0.92	43.08	39.63	32.31	29.72	21.54
P2	2.45	2.57	0.95	0.04	0.92	43.08	39.63	32.31	29.72	21.54
P3	2.55	2.65	0.96	0.04	0.93	51.35	47.75	38.51	35.81	25.67
P4	2.55	2.65	0.96	0.04	0.93	51.35	47.75	38.51	35.81	25.67
P5	2.55	4.90	0.52	0.09	0.38	105.02	39.90	89.26	29.92	52.51 31.50
P6	2.55	4.90	0.52	0.09	0.38	105.02	39.90	89.26	29.92	52.51 31.50
P7	2. 30	2.56	0.89	0.05	0.83	47.46	39.39	35.59	29.54	23.73
P8	2.30	2.56	0.89	0.05	0.83	47.46	39.39	35.95	29.54	23.73
P9	2.64	3.36	0.78	0.06	0.68	75.04	51.03	56.28	56.28	37.52
P10	2.64	3.36	0.78	0.06	0.68	75.04	51.03	56.28	56.28	37.52

e. Calcul du ferraillage*:*

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Avec :

fc28=25MPa ; ft28=2,1MPa ; σbc=14,17MPa ; fe=400MPa ; σs=348MPa ; b=100cm ; h=45cm ;

d=0,9h ; h=40.5cm

Tableau VI-3 Ferraillage des panneaux du radier a l'ELU

	SENS	Mu	Acalculé	Achoisi	st
Travée	x	136.55	5.1	7HA12=7.92cm²	15
	y	48.19	2.1	7HA12=7.92cm²	15
appuis	x	68.27	2.5	7HA12=7.92cm²	15
	y				

F .**Vérification des contraintes l'ELS :**

Tableau VI-4Vérification des contraintes des panneaux de radier

	SENS	Achoisie	Mser	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
Travée	x	7.92	89.26	2.3	154.9	15	201.63
	y	7.92	56.28	1.5	97.9	15	201.63
appuis	x	7.92	52.51	1.4	91.4	15	201.63
	y						

Espacement **:**

Sens x-x : St = 100/7 = 15cm <Min(3h ;33)=33 cm ….. (cv)
Sens y-y : St = 100/7 = 15cm < Min(3h ;33)=33 cm ….. (cv)

Vérification de la contrainte de cisaillement:

⇨ T_x= 277.73KN

⇨ T_y=233.33 KN

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d} = 0.068 < 1.167 \text{ MPa}$$

$$Tx = \frac{qu \cdot lx \cdot ly}{2ly + lx}$$: Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

$$Ty = \frac{qu \cdot lx \cdot ly}{3ly}$$

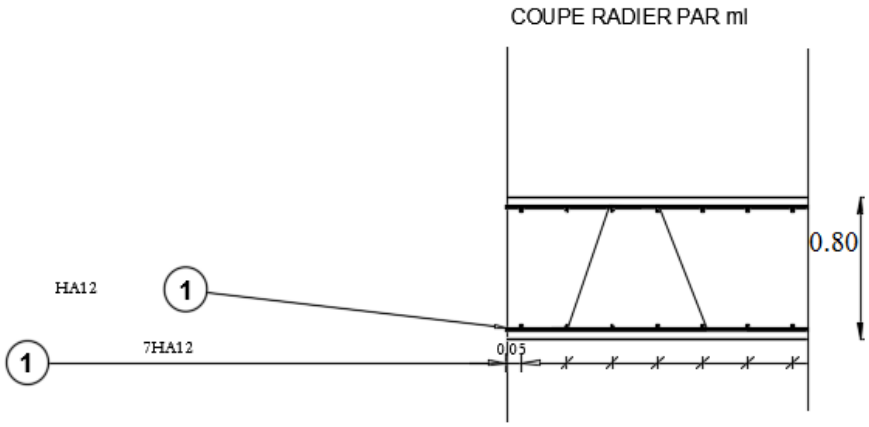


Figure. VI.16 : ferraillage des radiers

VI.7.8.ferraillage des nervures :

a) Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifié 99"
On a :

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

En travée : $M_t = 0{,}85M_0$
En appuis : $M_t = 0{,}50M_0$

b) Calcul des armatures :

b =70 cm ; h=80cm ; d=72 cm ;L=4.9m ; qU=274.51kN/ml; qser= 179.46 kN/m²

Tableau VI-5 Ferraillage des nervures a l'ELU

	Mu	μ	Acalculé	Achoisi	st
travée	700.29	0.15	27.9	12HA20=37.70cm²	15
appuis	411.93	0.088	16	10HA16=20.11cm²	15

Vérification des contraintes l'ELS:

Tableau VI-6Vérification des contraintes des nervures

	Achoisie	Mser	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
Travée	37.70	457.81	6.9	179.6	15	201.63
Appuis	20.11	269.30	5.1	192.	15	201.63

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \le \bar{\tau}_u = Min(0{,}1 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$$

Avec

$$T_u = \frac{qL}{2}$$ ⇨ Tu= 479.73 KN.m

⇨ 0.95 < 2.5 MPa

<u>Vérification de la contre flèche :</u>

Pour le calcul de la flèche, nous sommes dispensés d'évaluer sa valeur si les trois conditions suivantes sont satisfaites en même temps :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$

$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

⇨ 80/490 = 0.163 > 0.0625 ….. (cv)

⇨ 0.163> 0.1 …… (cv)

⇨ 0.007 < 0.0105 ……(cv)

Avec :

- L : la portée entre nus d'appuis.
- h : la hauteur totale de la section.
- M0 : le moment isostatique.
- Mt : le moment maximal en travée.
- As : la section de l'armature tendue correspondante
- fe : la limite d'élasticité de l'acier.

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la valeur de la contre flèche.

Armatures transversales **:**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 f_e}$$

$$S_t \leq Min(0{,}9d; 40cm) = 40cm \qquad \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) = 0{,}4MPa$$

$$A_t \geq 0{,}003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq Min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 19{,}2cm \ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ nodale$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60cm \ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ courante$$

Avec : $\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$ = 1.6 cm

fe =400MPa ; τu=0,65Mpa ; ft28=2,1Mpa ; b=55cm ; d=76.5cm
On trouve : St=10cm……Zone nodale.
St=30cm……Zone courante.
At≥6,3cm2 on prend : 6T12=6,79cm2

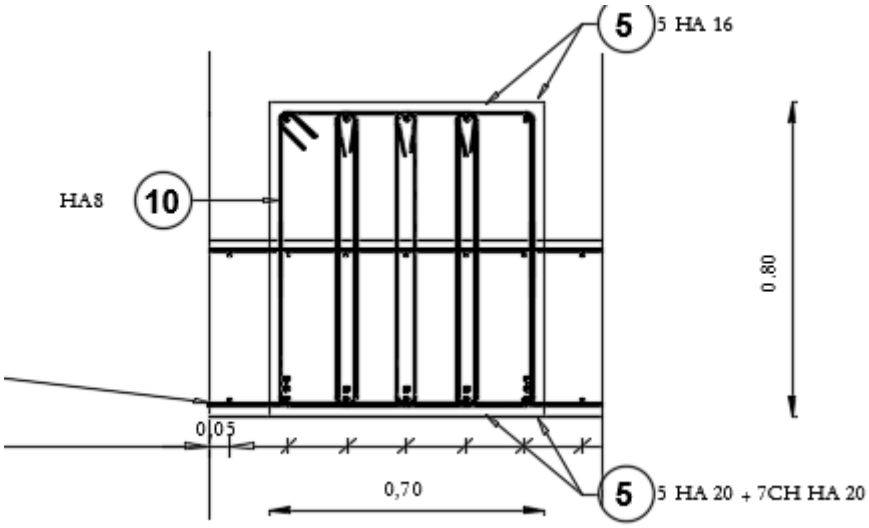


Figure. VI.17: ferraillage de la nervure en travée

CHAPITRE VI : calcul de l'infrastructure

VI.1.Introduction 112
VI.2. Calcul des semelles isolées : 115
VI.2.1. Dimensionnement des semelles isolées 115
VI.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles isolées 115
VI.3.1. Dimensionnement : 116
VI .3.2.Vérification de Poinçonnement : 117
VI.3.3 Calcul de ferraillage 117
VI.4.Semelles filantes sous poteaux 118
VI.4.1. Dimensionnement de la poutre de libage 121
VI.4.2 : Calcul des moments 123
VI.4.3 : Calcul du ferraillage de la poutre de libage: 123
VI.4.3.1 Calcul à l'ELU pl2 : 123
VI.4.3.2 : Vérification des contraintes à l'ELS : 124
VI.5 : Etude de voile périphérique RAP 9 [Art 10.1.2] 128
VI.5.1. Evaluation des charges : 129
VI.5.1.a. charge permanente 129
VI.5.1.b. charge d'exploitation 129
VI.5.1.c. combinaisons d'actions 130
VI.5.2. Ferraillage des voiles périphériques 130
VI.5.2.a. Détermination des moments a l'ELU 130
VI.5.2.b. Détermination des moments à l'ELS 131
VI.5.2.c. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple : 131
VI.5.2.d. Vérification des contraintes à l'ELS 132
VI.5.2.f. Vérification de la contrainte de cisaillement 132
VI.6. Les longrines : 133
VI.6.1. Pré dimensionnement 133
VI.6.2. Sollicitations 133
VI.6.3. Ferraillage : 134
VI.7. RADIER PARTIELLE 136
VI.7.1. Introduction : 136
VI.7.2. Surface nécessaire : 136
VI.7.4.caractéristiques géométriques du radier : 139
VI.7.5. Vérification de la stabilité du radier 140

VI.7.6.Vérification des contraintes dans le sol : 141
VI.7.7.ferraillage du radier :..... 141
VI.7.8.ferraillage des nervures :..... 146
a) Calcul des efforts : 146
b) Calcul des armatures :..... 146

Documents réglementaires :

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**

[2] : Règles parasismique Algérienne RPA99 **version 2003**

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation **D.T.R B.C.2.2.**

Manuels techniques :

[4] : Cours de béton armé. M .BOUKENDAKDJI.O.

[5] : cours de formation.

[6] : formulaire du béton « Victor davidovici «

[7] : Conception parasismique des bâtiments » Hugo Bachmann »