الجمهورية الجزائرية الديموقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عمار ثليجي -الاغواط
Université Amar Telidji – Laghouat

Faculté de Génie Civil et d'architecture
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du
Diplôme Master en Génie Civil

Option : Structure

Thème

Etude d'une structure mixte (voile-portique) R+9 en béton armé

Présenté par :

AMAMRA Mohamed

Devant le Jury:

Mr KHENFER .MM	Professeur	Président
Mr BENGUIT A	MAA	Examinateur
Mrs BENMILOUD M	MAA	Encadreur

Promotion :2020/2021

Résumé

Le but de cette étude est conception d'une structure à usage d'habitation et Commercial(R +9) qui sera implanté dans la wilaya de Sidi bel abbés, classé en zone **I** selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles, L'étude et l'analyse de ce structure ont été établies par le logiciel (Robot structural analysis 2019).
Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueurs à savoir le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي و تسعة طوابق (R +9) , يتم انجازها بولاية سيدي بلعباس المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم I حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 Version 2003).
مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات, الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.
الدراسة الحركية تمت باستعمال طريقة برنامج(Robot structural analysais 2019)
تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر(BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003)

Abstract:

The purpose of this study is to design a structure for residential use and Commercial(R+9) that will be implanted in the wilaya of Sidi bel abbes, classified in zone **I** according to the Algerian seismic regulation (RPA 99 version 2003), The stability of the structure is ensured by the beams, columns and concrete walls, The study and analysis of this structure were established by the software (Robot structural analysis 2019). The calculation of the dimensions and reinforcement of all resistant elements complies with the applicable rules in force, namely the BAEL91 modifier99 and RPA99 version 2003.

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu, le clément et le miséricordieux, de m'avoir donné la force et le courage de faire cet humble travail.

Je tiens également à remercier Mme Benmiloud, l'encadreur de ce travail. Pour m'avoir fait bénéficier de ses conseils, en m'assurant de son intérêt pour mon travail.

Aussi, je ne dois pas oublier de remercier tous les enseignants qui ont contribué à notre formation

J'espère que tous les membres du jury ici présents trouveront l'expression de mon profond respect pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

Merci à tous ceux qui nous ont apporté leur aide et leurs encouragements de près ou de loin. En particulier, mon frère Harzallah

Dédicace

<u>Je dédie ce projet :</u>

A ma chère mère,

A mon cher père,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mes frères,

A mes chères sœurs,

Pour ses soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

Mohamed

List des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A_s : Aire d'une section d'acier.
A_t : Section d'armatures transversales.
B : Aire d'une section de béton.
ø : Diamètre des armatures, mode propre.
ϕ : Angle de frottement.
C : Cohésion.
Q : Charge d'exploitation.
C_s : Coefficient de sur consolidation.
γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.
σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
τ : Contrainte tangentielle.
β : Coefficient de pondération.
σ_{sol} : Contrainte du sol.
σ_m : Contrainte moyenne.
G : Charge permanente.
V_0 : Effort tranchant a la base.
E.L.U : Etat limite ultime.
E.L.S : Etat limite service.
N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
T : Effort tranchant, Période.
S_t : Espacement.
λ : Elancement.
e : Epaisseur, Indice des vides.
F : Force concentrée.
f : Flèche.

$\bar{f}$: Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.

K : Coefficient de raideur de sol.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I Présentation de l'ouvrage :

I.1. Introduction …… 1

I.2. Données géotechniques du site ……... 1

I.3. Caractéristiques structurales ……. 2

I.4. Règlements et normes utilisez …….. 3

I.5. Les états limites (BAEL91) ……. 3

1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux …….

1.7. Les actions et sollicitations …… 6

Chapitre II Pré dimensionnement et descente des charges :

II.1. Introduction …… 8

II.2. Disposition des poutrelles ……..... 8

II.3. Prédimensionment des Planchers …….. 9

II.4. Pré dimensionnement des poutres ……. 10

II.5. Pré dimensionnement des voiles …… 10

II.6. Descente des charges …… 11

II.7. Pré dimensionnement des poteaux …… 15

Chapitre III Calcul des éléments secondaires :

III.1. Introduction …… 22

III.2. Calcul des planchers ……..... 22

III.3. Calcul d'acrotère ……..... 29

III.4. Calcul des Balcons ……..... 34

III.5. Calcul des escaliers ……. 36

III.6. Ascenseur ……. ……. 45

Chapitre IV Etude sismique :

IV.1. Introduction …… 51

IV.2. Objectif de l'étude dynamique ……... 51

IV.3. Choix de la méthode de calcul …….. 51

IV.4. Classification de l'ouvrage ……. 51

IV.5. Méthode d'analyse modale spectrale …….. 52

IV.6. Vérification des résultats sismiques ……. 60

Chapitre V ferraillage des éléments résistants :

V.1. Introduction …… 63

V.2. Calcul des poteaux ……..... 63

V.3. Calcul des poutres …….. 70

V.4. Calcul des voiles …… 76

Chapitre VI calcul des fondations :

VI.1 Introduction …… 89

VI.2 Choix de type de fondations……..... 89

VI.3. Radier Nervuré ……... 90

VI.4. Exemple de note de calcul (la dalle de radier) sur logiciel Expert 2010 …… 96

Conclusion

Bibliographie

Annexe

Liste des figures :

Chapitre I

Fig I.1 Coupe verticale du sol ……..2

Fig.I.2: Diagramme Contrainte Déformation de L'Acier……....6

Chapitre II

Fig.II.1.plan de disposition des poutrelles ……...8

Fig.II.2.Plancher en corps creux ……..9

Fig.II.3 Coupe de voile en élévation ……11

Fig II.4. Plancher terrasse (corps creux)……..12

Fig II.5. Plancher étage courant (corps creux)……....12

Fig II.6. Balcon à dalle pleine……...13

Fig II.7 : Détail mur extérieur……..14

Fig II.8. Détail mur intérieur……....14

Fig II.9 Surface afférente du poteau centrale D6 ……...16

Fig II.10 Surface afférente du poteau de rive D7 ……....21

Fig II.11 Surface afférente du poteau d'angle E1 ……...21

Chapitre III

Fig III.1 présentation des travées ……...25

Fig III. 2 Ferraillage des poutrelles……....28

Fig III.3 Ferraillage de la dalle de compression ……..29

Fig III.4. Les dimensions de l'acrotère……..30

Fig III.5. Dimensions d'une bande de 1m de l'acrotère……...32

Fig III.6 Schéma de ferraillage de l'acrotère……34

Fig III.6 Schéma statique du balcon……...34

Fig III.8 Schéma de ferraillage de balcon (bande de 1m)……..36

Fig III.9 Les éléments d'escalier ……....36

Fig III.10 Schéma statique des charges appliquées sur l'escalier……38

Fig III.11 Schéma statique de la poutre palière……..39

Fig III.12 Schéma de ferraillage de la poutre palière. ……...42

Fig III.13 Schéma de Ferraillage d'escalier……...42

Fig.III.14:Schéma de Ferraillage d'escalier (2eme type)……...43

Fig III.15 Schéma de la salle machine……..45

Fig III.16 Dimensions de la dalle……..46

Fig III.17 position du feuillet ……...47

Fig III.22 Schéma de ferraillage de la dalle d'ascenseur …….51

Chapitre IV

Fig IV.1Classification des sites……..51

Fig IV.2 Spectre de réponse……53

Fig IV.3 Abaque de facteur d'amplification dynamique RPA99 ……..54

Fig IV.4 Vue en 3D de structure……55

Fig IV.5: Disposition des voiles……..56

Fig VI.6 : 1er mode de vibration (translation selon y)……...59

Fig VI.7 : 2eme mode de vibration (translation selon x)…….....59

Fig VI.8 : 3eme mode de vibration (torsion)….....60

Fig VI.9 : largeur minimale du joint sismique……..64

Chapitre V

Fig V.1 : Schéma de ferraillage des poteaux ……...71

Fig V.2 : Dispositions constructive des armatures des poutres……..…76

Fig V.2 : Ferraillage des poutres de type 1……..…77

Fig V.3 : Ferraillage des poutres de type 2 ……...77

Fig V.4: Disposition des voiles……...78

Fig V.5 Diagramme de distribution de l'éffort tranchant……....79

FigV.6 Diagramme de distribution de l'effort Normal……..79

Fig V.7 Disposition des armatures verticales dans les voiles……81

Fig.V.8 Niveau de vérification des contraintes l'âme du voile……..82

Fig.V.9 Dimensions de voile considéré……...83

Fig V.10 le diagramme des contraintes résultant ……84

Fig V.11 Disposition des armatures verticales dans le voile ……86

Fig V.12 Disposition des armatures verticales et horizontales sur le voile ……..87

Fig V.13:Disposition des armatures verticales sur le voile……...87

CHAPITRE VI

Fig VI.1 Dimensions de radier ……91

Fig VI.2 Contraintes dans le sol à l'ELS ……91

Fig VI.3 Contraintes dans le sol à l'ELU ……92

Fig VI.4 panneau le plus sollicité……..93

Fig VI.5 diagramme des moments à l'ELU sur la nervure……..94

Fig VI.6 Ferraillage de nervure au niveau de travée sens x-x ……....95

Fig VI.7 Ferraillage de nervure au niveau d'appui sens y-y ……..95

Fig VI.8 Ferraillage de radier (nappe inferieur)…….....96

Fig VI.9 Ferraillage de radier (nappe supérieure). ……....96

Liste Des Tableaux :

Chapitre II

Tab II. 1. Charges permanentes du Plancher terrasse……..12

Tab II.2.Charges permanentes du Plancher courant ……....12

Tab II.3.Charges permanentes sur dalle de balcon……....13

Tab II .4. Charges permanentes du mur extérieur……14

Tab II.5. Charges permanentes du mur intérieur……..14

Tab II.6: Descente de charges du poteau central D6……..16

Tab II.7: Dimensions de poteau central D6 dans chaque niveau……..19

Tab II.8:verification des sections de poteau centrale D6……...20

Chapitre III

Tab III.1: chargement et surcharge sur les poutrelles……23

Tab III.2: Longueurs fictives ……....25

Tab III.3: les valeurs des moments dans chaque appui……...25

Tab III.4: les valeurs des moments dans chaque travée……..25

Tab III.5: les valeurs de l'effrot tranchant dans chaque travée……26

Tab III.6 : combinaison d'action……..31

Tab III.7 tableau des charges appliquées sur l'escalier……..37

Tab III.8 Armatures longitudinales……..38

Tab III.9 Armatures de repartitionet l'espacement……39

Tab III.10 charges appliquées sur l'escalier……....43

Tab III.11 Armateurs longitudinales (escalier de RDC)……..44

Tab III.12 Armatures de repartitionet et l'espacement (escalier de RDC)……44

Tab III.13 Calcul de ferraillage à l'ELU ……48

Tab III.14 Le ferraillage à l'ELS ……..50

Chapitre IV

Tab IV.1 : Taux de participation des masses ……..58

Tab IV.2 : La vérification de la résultante sismique ……...61

Tab IV.2 :La vérification des déplacements……..61

Tab IV.3 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le Sens (x-x)……..62

Tab IV.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le Sens (y-y) ……. 63

Tab IV.5 Vérification de l'effort normal réduit…….. 63

Tab IV.5 Vérification de l'effort normal réduit après augmentation des sections…….64

Chapitre V

Tab V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux……...65

Tab V.2 : Sollicitations de calcul des poteaux ……...67

Tab V.3 : Les Armatures longitudinales dans les poteaux……..68

Tableau V.4: Les Armatures transversales dans les poteaux…….…69

Tab V.5 : Vérification du flambement des poteaux ……...69

Tab V.6 : Vérification du cisaillement des poteaux ……..70

Tab V.7 : Les longueurs de zone nodale dans chaque poteau……...70

Tableau V.8 : Sollicitations de calcul des poutres ……..72

Tableau V.9: Ferraillage des poutres……...73

Tableau V.10:Vérification des contraintes tangentielles……75

Tableau v.11 : Vérification de la contrainte limite de béton……...75

Tab V.12 Distribution des efforts sur les voiles……...79

Tab V.13 Distribution des efforts sur les poteaux……...79

Tab V.12 : Efforts dans les voiles. ……...82

Tab V.13 : Vérification section I-I à mi-hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$ ……....83

Tab V.14 : Vérification section II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{a}$ ……...83

Chapitre VI

Tab VII .1 Impact de poteau sur la dalle ……98

Tab : VII.2 Tableau récapitulatif des moments Mxx (KNm/m)……..99

Tab : VII.3 Tableau récapitulatif des moments Myy (KNm/m)……..99

Tab VII.4: Sections d'armatures du radier……..99

Tab : VII.5 Tableau récapitulatif des moments Mxx (KNm/m)……..101

Tab : VII.6 Tableau récapitulatif des moments Myy (KNm/m) ……..101

Tab VII.7: Sections d'armatures de la nervure)……..101

Introduction Générale :

L'étude des structures est une étape importante et un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation master.

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, on se propose dans le présent projet d'étudier une structure mixte R+9 (Voile-Portique) en béton armé implanté en zone de faible sismicité (Sidi Bel Abbés), présentant une irrégularité en plan.

Et pour faire ça nous avons divisé notre travail en six chapitres :

- Nous procéderons dans le premier chapitre par la présentation complète du projet, la définition de ces différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Un pré dimensionnement des éléments principaux tels que les poteaux, les poutres, les voiles sera fait au deuxième chapitre
- Troisième chapitre un calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère, les balcons et la cage d'ascenseur.
- L'étude dynamique fera l'objet du quatrième chapitre.
- Cinquième chapitre consacré pour les calculs des éléments de contreventement (Poteaux, poutres et voiles).
- Le dernier chapitre sera l'étude des fondations de la structure.

Chapitre I
Présentation de l'ouvrage

I.1 : Introduction :

L'étude d'un ouvrage en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner une description du projet à étudier avec les propriétés des matériaux utilisés.

I.1.1. Présentation de l'ouvrage:

Le projet nous a été confié par A.A.D.L (L'Agence nationale pour l'amélioration et le développement des logements), l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un structure à 9 niveaux (R+9), qui sera implanté à Sidi bel abbés, c'est une région de faible séismicité, classé en zone I par le RPA 99 (version 2003). Le bâtiment est contient :

- Un RDC destiné à un usage commercial.
- Neufs étages courants d'habitation.

I.1.2. Caractéristiques géométriques:

a) Dimensions en élévation:

· Hauteur du rez-de-chaussée…….. 4.08 m
· Hauteur d'étage …… 3.00 m
· Hauteur de l'acrotère……. 0.6m
· Hauteur totale (avec acrotère)……... 31.68m

b) Dimensions en plan :

· La largeur totale de bâtiment est de : 18.60 m
· La longueur totale de bâtiment est de : 22.85 m

I.2. Données géotechniques du site:

I.2.1.Présentation du site et reconnaissance du terrain :

Dans les différents projets de construction, l'étude du sol est d'une importance capitale, sans elle l'ouvrage en question ne peut être édifié. Les données de cette étude influent directement sur la conception et le coût de la structure. Nous sommes intéressés dans cette partie aux procédures techniques qu'il faut prendre en compte dans la première phase de l'étude qui est la reconnaissance du sol, l'étude de sol a été effectuée par le Laboratoire National des Travaux Publics et de la Construction (L.N.T.P.C) à Alger sur la demande du maitre de l'ouvrage d'Agence pour L'aménagement et de Développement de Logement (AADL).

I.2.3. Reconnaissance des sols :

La compagne de reconnaissance a pour but de connaitre avec précision la stratigraphie du sol ainsi que sa résistance comme elle va nous permettre d'effectuer des essais de laboratoire sur des échantillons prélevés sur le terrain. Elle consiste en réalisation de :

- 09 puits de reconnaissance
- 05 essais de pénétration dynamique du type lourd.

L'ensemble des résultats des reconnaissances et des essais, on peut dire que les sols de fondation des terrains examiner sont constituée par :

- 0,00 à 1,7m: terre végétale plus ou moins graveleuse et des limons
- 1,7 à 11,5m: tous venants graveleux, caillouteux pierreux limoneux, brin ou rouge
- Supérieurs a 11,5: remblai de limon sableux rouge

Les résultats de ces essais représentent graphiquement sur figure (I.1) La nappe phréatique ni rencontrée, ni n'a été stigmate.

I.2.4 Essais de laboratoire :

Les échantillons prélevés des sondages ont été soumis aux essais classiques de laboratoire (identification, cisaillement).

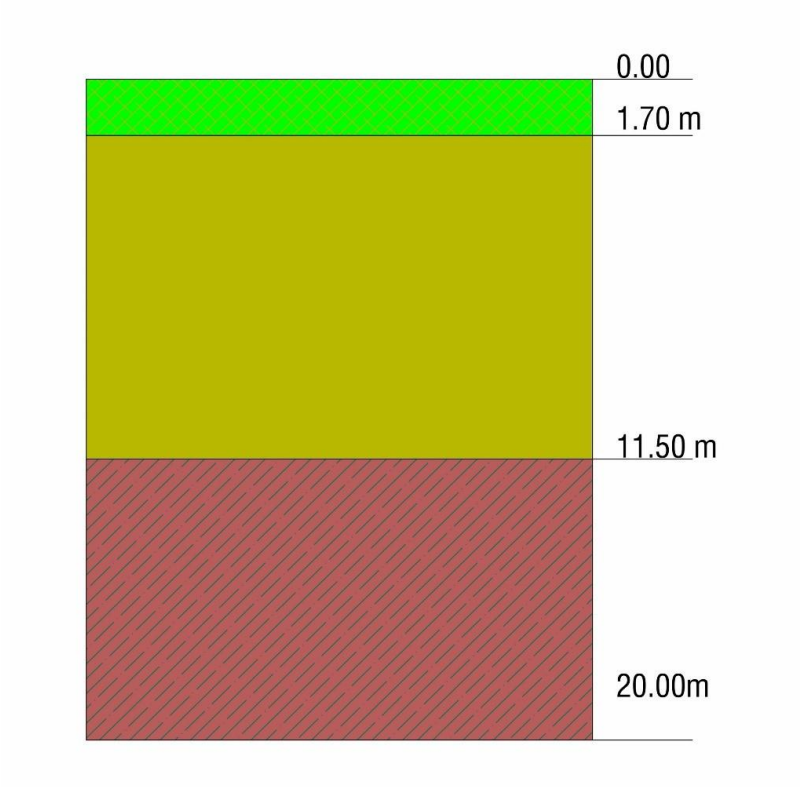


Figure I.1 : Coupe verticale du sol

Au vu de ces résultats et de la nature de l'ouvrage projeté a partie de rapport de sol, nous préconisons la conception des fondations suivantes des fondations superficielles

➤ contrainte admissible égal à : $\bar{\sigma}$ = 3 bars.

➤ Un ancrage D = 5 m par rapport à la côte du terrain naturel.

I.3. Caractéristiques structurales

I.3.1. L'ossature:

Les éléments constructif sont constitués de:

· Portiques supportant la totalité des charges verticales.

· Voiles qui assurent le contreventement longitudinal est transversal.

I.3.2. Les planchers:

Les planchers seront semi préfabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, reposant sur les poutrelles. Les portes à faux, ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur seront réalisées en dalles pleines.

I.3.3. La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs (cloisons de séparation) sont en simples parois réalisés en briques de 10cm d'épaisseur.

I.3.4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré au niveau du plancher terrasse et constitue un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute.

I.4. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

· BAEL 91 modifié99.

· CBA 93.

· DTR BC 2.2.

· RPA 99/version 2003.

I.5. Les états limites (CBA 93) :

I.5.1 : Définition :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service :

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations,

I.5.2. Hypothèses de calcul aux états limites:

I.5.2.1 Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2) :

· Les sections droites restent planes après déformation.

· Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

· La résistance à la traction du béton est négligeable.

· L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

· Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

· Le diagramme contraint-déformation ; de calcul du béton utilisé est le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée sinon c'est le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

· On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.5.3.2 Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5)

· Les trois premières hypothèses citées en (I.5.2.1).

· Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

· $n=E_S/E_b$,E_s, E_b modules de Young de l'acier et béton respectivement. Avec (n : coefficient d'équivalence acier-béton.)

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.6.1. Le béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m^3 de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m^3 les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

I.6.1.1. Résistance caractéristique à la compression : (CBA 93, Art. 2-1-1.1) :

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée « f_{c28} ».

f_{c28} = 25 MPa CBA Art (A.2.1.1.1)

La résistance caractéristique à la compression à « j » jour est donnée par :

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} & \text{Pour } f_{c28} \le 40\text{Mpa (j} \le 28\text{jours) .....CBA Art (A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = \dfrac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} & \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (j} > 28\text{jours) ..... .CBA Art (A.2.1.1.1)} \\ j > 28j \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25MPa & \end{cases}$$

I.6.1.2. Résistance caractéristique à la traction (CBA 93, Art. A-5-2-11)

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « f_{tj} » est déduite de celle de la compression par la relation : f_{t28} =0.6 +0.06f_{cj} Avec $f_{cj} \le 40$ Mpa (CBA 93, Art. A-5-2-11)

Pour : f_{c28}= 25 Mpa on a f_{t28} = 2.1 Mpa.

I.6.1.3. Module de déformation longitudinale du béton

Ils existent deux modules de déformation pour le béton :

a) Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 1100\sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{i28} = 32164.2MPa$$

b) Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10721.4MPa$$

I.6.1.4.Coefficient du poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν".

ν = 0 béton fissuré

ν = 0.2 béton non fissuré.

I.6.2. Acier de construction

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

a) Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

b) Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers (pour les armatures transversales).

c)Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon (Art.7.2.2) du BAEL les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec fe ≤ 500 Mpa et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5‰.

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

I.6.2.1. Contraintes de calcul aux états limites:

1) Etat limite ultime (ELU):

$\sigma_s = f_e/\gamma_s$ pour $\varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$

$\sigma s = Es.\ \varepsilon s$ pour $\varepsilon_{se} \geq \varepsilon_s$

Tell que:

· Pour Fe E40 la limite d'élasticité des aciers f_e = 400 Mpa.

· γ_s = 1.15 (situations courantes).

· γ_s = 1.0 (situations accidentel).

ε_s : Allongement relatif des aciers

Es = 2×10^5 Mpa Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

σ_s = 348 Mpa pour une situation durable.

Diagramme contraintes déformations CBA (A .2.2.2):

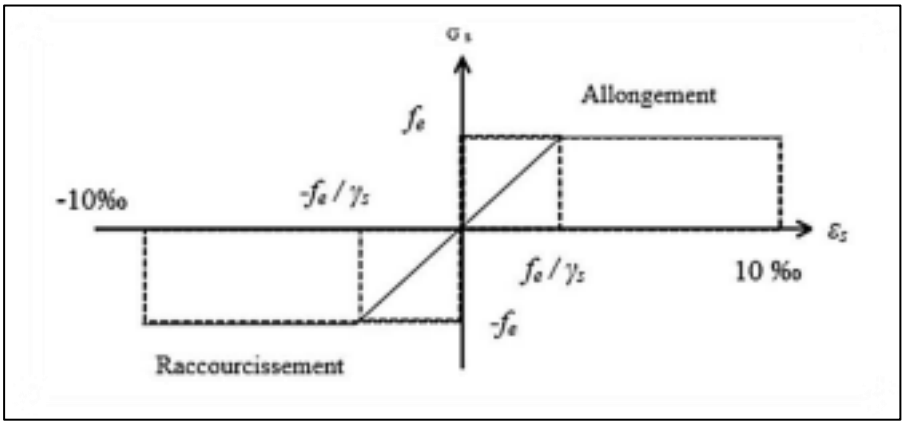


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

2) Etat limite de service (ELS) :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σs) est donnée en fonction de type de la fissuration.

a-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

b-Fissuration préjudiciable : La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min [(2/3)\times f_e ; 110\times(\eta\times f_{tj})^{1/2}].$$

c-fissuration très préjudiciable (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma s \leq \min [0.5\times fe ; 90\times(\eta\times ftj)^{1/2}]$$

Avec η coefficient de fissuration :

η =1…….. Pour les ronds lisses.

η = 1.6…. pour les HA.

I.7. Les actions et les sollicitations

I.7.1. Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions:

1.7.1.1. Les actions permanentes (G):

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

· Poids propres des éléments de construction.

· Le poids de revêtement et cloisons.
· Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

I.7.1.2. Les actions variables (Qi) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

· Surcharge d'exploitation.
· Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
· Charges climatiques (neige, vent).
· Actions de températures, du retrait…etc.

I.7.1.3. Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

· Séisme.
· Chocs de véhicules routiers.
· Explosion.
· Vent.

I.7.2. Sollicitations et combinaisons :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

Différentes combinaisons d'action données par le RPA Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

· Situation durable :
  · ELU : 1.35G+1.5Q
  · ELS : G+Q
· Situation accidentelle
  · G+Q±E
  · 0.8G±E
  · Q+G±1,2

Chapitre II
Pré dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre projet conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL91, RPA99 /version 2003 et le CBA93.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers:

Le plancher est un élément qui sépare surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise deux types des planchers :

· Plancher à corps creux.

· Dalle pleine pour les balcons.

II.2.1. Plancher à corps creux

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression: c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivants :

- Le critère de la plus petite portée ;
- Le critère de continuité.

Pour notre projet la disposition est effectuée principalement selon le premier critère et cela pour tous les planchers

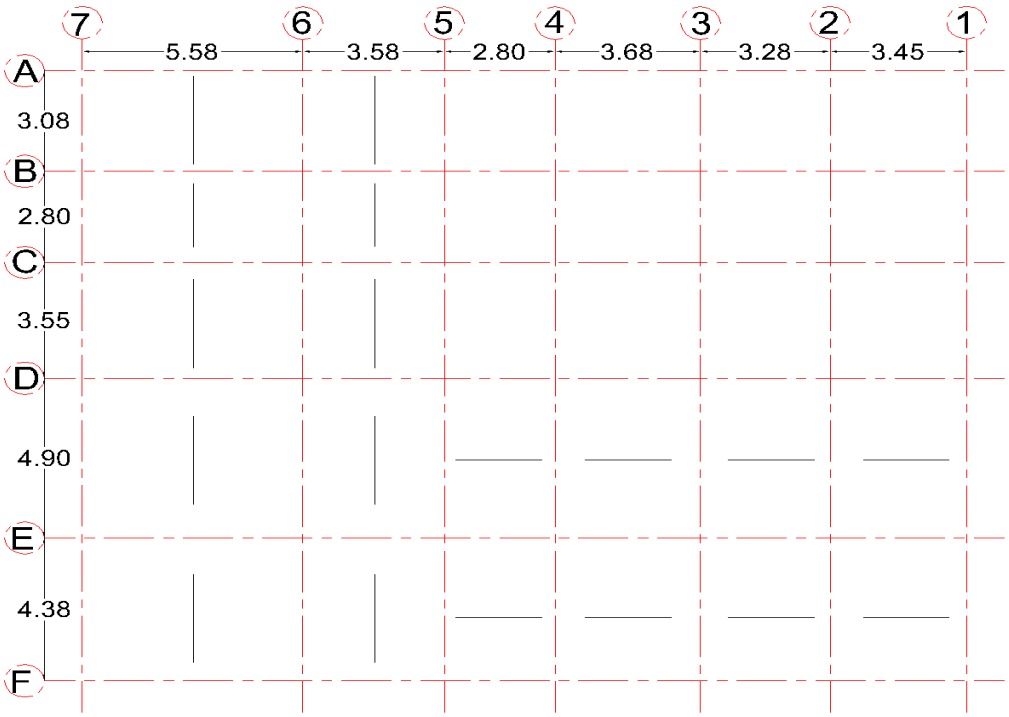


Figure.II.1 : Plan de disposition des poutrelles

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ht tel que:

$$ht = h_{cc} + h_{dc}$$

Avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement. En vérifiant la condition suivante d'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4).

$$h_t \geq {Lmax}/{22.5}$$

Avec :
Lmax : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
ht : Hauteur totale du plancher.

$$Lmax = 5.58\ m \rightarrow ht \geq 558/22.5 = 24.8\ cm \rightarrow ht = 25cm.$$

On adopte donc plancher à corps creux avec une hauteur de 25 cm. Avec:

- 20 cm: hauteur du corps creux.
- 5 cm: hauteur de la table de compression.

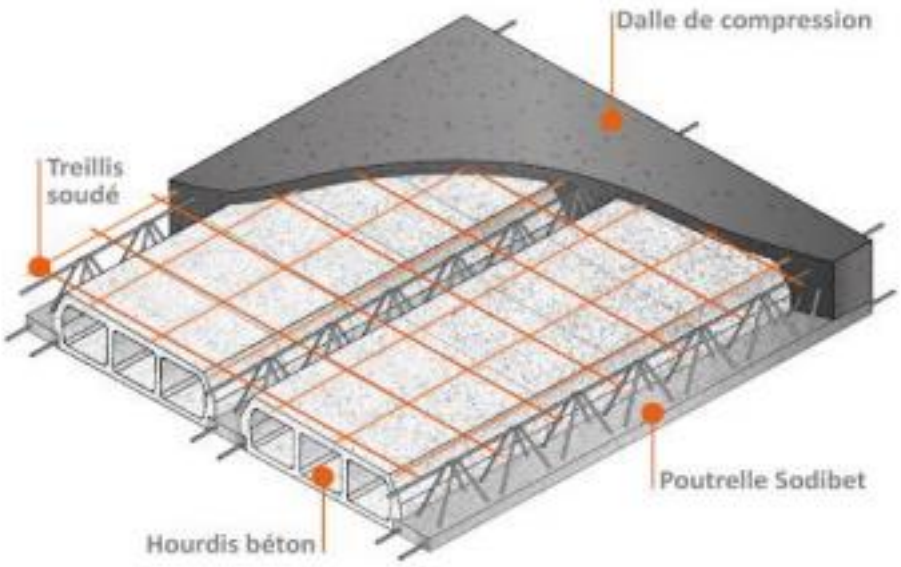


Figure.II.2 : Plancher en corps creux

II.2.2. Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur des dalles doit vérifier les conditions suivantes émises par le règlement BAEL91:

- Condition de sécurité à l'incendie.
- Condition d'isolation acoustique.
- Condition de résistance à la flexion.

- Résistance au feu: (1)
  - e = 7 cm pour 1 heure de coup feu.
  - e = 11 cm pour 2 heures de coup feu.

- Isolation acoustique (phonique): (2)
  Pour obtenir une bonne isolation phonique l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm.
- Résistance à la flexion :(3)
  Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq h \leq \frac{Lx}{30} \quad \Longrightarrow \quad 14 \leq h \leq 16{,}33\ cm$$

Lx : La petite portée du panneau le plus sollicité.
La portée à prendre en compte dans les calculs des planchers reposent sur des appuis en béton (poutres, poteaux ou voiles) est mesurée entre nus des appuis. Afin de vérifier les conditions 1, 2 et 3 on choisit : Dalle pleine en BA avec une épaisseur e =16cm

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

II.3.1. Poutres principales [P.P]

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$$

Avec :
h : hauteur de la poutre.
Pour : $L_{max} = 5.58 \rightarrow$

$$558/15 \leq h \leq 558/10$$
$$37.2 \leq h \leq 55.8 \quad cm$$

On prend : h=45 cm > 30 cm, Condition de RPA est vérifier.
b ≥h/2= 22.5 cm → b = 25 cm → b > 20cm. Condition de RPA est vérifier
On adopte une section rectangulaire de (45*25) cm.

II.3.2. Les poutres secondaires [P. S] (chainage):

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$h \geq L_{max}/15$$

Lmax: portée maximale entre axe d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

Pour : $L_{max} = 4.9$ m

h ≥490/ 15→ h ≥ 32.66 cm → h = 35 ≥ 30
On prend une section de (35*25) cm.

II.4. Pré dimensionnement des voiles:

Le pré- dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 (1). Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations

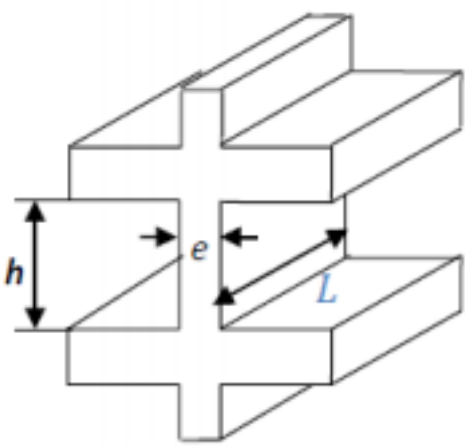
· Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
· Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

· Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
· Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le RPA 99 article7.7.1« les éléments satisfaisants la condition (L ≥ 4e) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Avec :

L : portée du voile.
e : épaisseur du voile.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage libre he et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure II.3 :



Figur.II.3 : Coupe de voile en élévation

e ≥ max (he /25 ; he /22 ; he /20) he = (4.08 − 0.25) = 3.83 m

e ≥ max (15.32 ; 17.40 ; 19.15) cm.
On adopte alors: e = 20cm

II.5. Descente des charges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à Chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.6.1.Estimation des charges et des surcharges des planchers.

La structure présente deux type de plancher :
- Plancher terrasse inaccessible en corps creux.
- Plancher courant en corps creux.

a) Les planchers en corps creux :

a-1) Plancher terrasse :

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

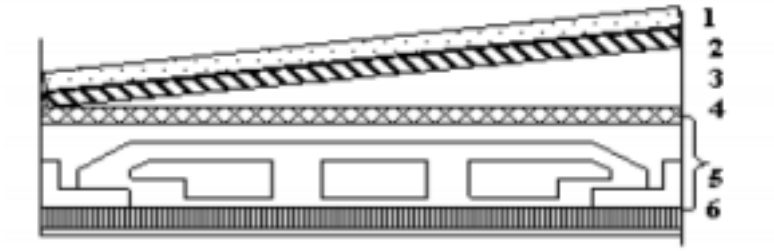


Figure II.4 : Plancher terrasse (corps creux).

Tableau II. 1 : Charges permanentes du Plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1. Protection en gravillon	5	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3. Forme de pente	10	22	2.20
4.Isolation thermique	4	4	0.16
5. Dalle en corps creux	20+5	14	3.5
6. Enduit plâtre	2	10	0.20

La charge permanente totale est G = 7.03 KN/m^2
La charge d'exploitation est Q= 1 KN/m^2
a-2) Plancher étage courant :
La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant.

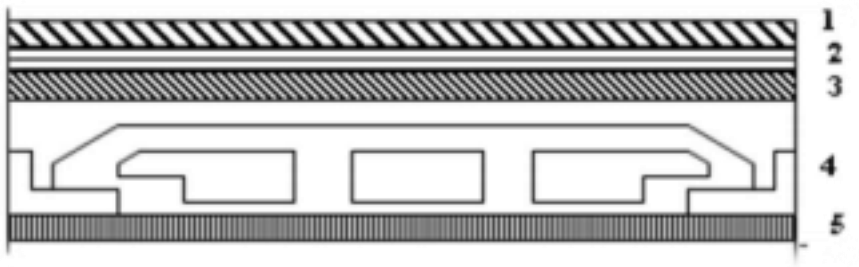


Figure II.5 : Plancher étage courant (corps creux).

Tableau II.2 : Charges permanentes du Plancher courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ(KN/m^3)	G (KN/m^2)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Lit de sable	3	18	0.54

4-Dalle en corps creux	20+5	14	3.5
5-Enduit plâtre	2	10	0.20
6-Cloison	10	9	0.9

La charge permanente totale est G = 5.98 KN/m^2

KN/m^2 La charge d'exploitation est Q= 1.5

II.6.2. Les balcons :

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches de la dalle de balcon en dalle pleine.

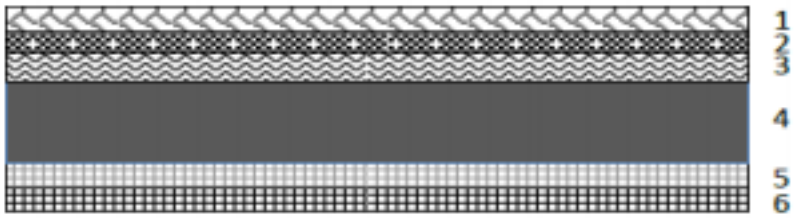


Figure II.6 : Balcon à dalle pleine.

Tableau II.3 : Charges permanentes sur dalle de balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN /m^3)	G (KN /m^3)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Lit de sable	3	18	0.54
4-Dalle pleine	16	25	4
5-Enduit ciment	2	20	0.40

La charge permanente totale est **G = 5.78 KN/m^2**

La charge d'exploitation est **Q= 3.5 KN/m^2**

II.6.3. Maçonnerie :

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture.

II.6.3.1. Mur extérieur:

La figure ci-dessous nous donne un mur extérieur en double cloison en brique creuse.

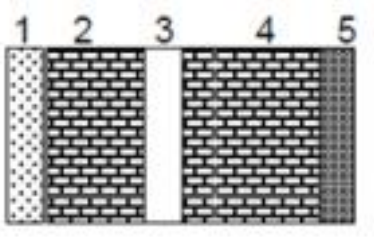


Figure II.7 : Détail mur extérieur.

Tableau II .4 : Charges permanentes du mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN /m^3)	G (KN /m^3)
1- Enduit en plâtre	2	12	0.24
2- Briques creuses	10	9	0.90
3- Lame d'air	5	/	0.00
4- Brique creuse	15	9	1.35
5-Enduit ciment	2	20	0.40

La charge permanente totale est **G = 2.89 KN/m^2**

II.8.2. Mur intérieur:

La figure ci-dessous nous donne un mur intérieur en brique creuse

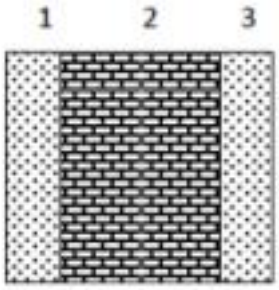


Figure II.8. Détail mur intérieur.

Tableau II.5 : Charges permanentes du mur intérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN /m^3)	G (KN /m^3)
1- Enduit en plâtre	2	12	0.24
2- Briques creuses	10	9	0.90

3- Enduit en plâtre	2	12	0.24

La charge permanente totale est $G = 1.38\ KN/m^2$.

Remarque: Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessitent d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

· Murs avec portes (90%G).
· Murs avec fenêtres (80%G).
· Murs avec portes et fenêtres (70%G).

II.7. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivant :

· Critère de résistance.

· Critère de stabilité de forme.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation, pour un poteau central D6, le calcul concerne les autres poteaux est résumé dans l'annexe.

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/ 2003 (Article 7.4.1) suivantes:

· Min (b1 ; h1) ≥ 25
· Min (b1 ; h1) ≥ he/20
· 1/4≤ b1/*h*1 ≤ 4

II.7.1 Loi de dégression (Article 6.3)

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

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

Niveau9: Q0 charge d'exploitation sur la terrasse
Niveau8: Q0+Q
Niveau7 : surcharge niveau8 + 0.9Q
Niveau6 : surcharge niveau7+ 0.8Q
Niveau5 : surcharge niveau6 + 0.7Q
Niveau4 : surcharge niveau5 + 0.6Q
Niveau3 : surcharge niveau4+ 0.5Q
Niveau2 : surcharge niveua3 + 0.5Q
Niveau1 : surcharge niveau2 + 0.5Q
Niveau RDC : surcharge niveau 1+ Q

II.7.2 poteau central :

Le poteau la plus sollicité est : Poteau D6.

S = 19.53m^2

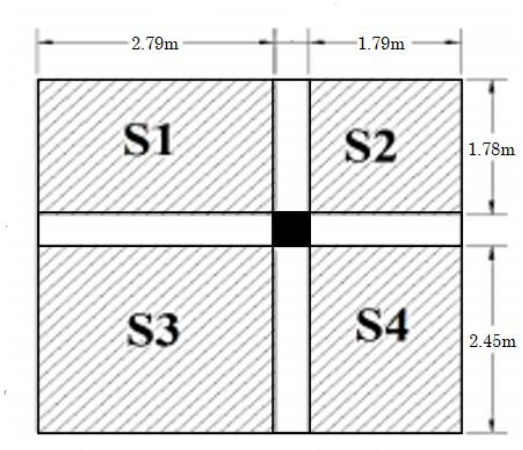


Figure II.9 : Surface afférente du poteau centrale D6

Tableau II.6: Descente de charges du poteau central D6.

Niveau	Désignation	G(KN)	G cumulée (KN)	Q(KN)	Q cumulée (KN)	Nu=1.35GC+1.5 QC (KN)	1.1*1.1* Nu (KN)
N9	Plancher terrasse inaccessible	137.3	159.31	19.53	19.53	244.36+101.25Br	295.68+122.51Br
	Poutres	22.11					
	Poteaux	75Br					
N8	Venant de N9	159.31	298.21	29.3	48.83	475.83+101.25Br	575.75+122.51Br
	Plancher étage courant	116.79					
	Poutres	22.11					

	Poteaux	75Br					
N7	Venant de N8	298.21	437.11	29.3	75.2	702.9+101.25Br	850.51+122.51Br
	Plancher étage courant	116.79					
	Poutres	22.11					
	Poteaux	75Br					
N6	Venant de N7	437.11	576.01	29.3	98.64	925.57+101.25Br	1119.94+122.51Br
	Plancher étage courant	116.79					
	Poutres	22.11					
	Poteaux	75Br					
N5	Venant de N6	576.01	714.91	29.3	110.15	1130.35+101.25Br	1367.73+122.51Br
	Plancher étage courant	116.79					
	Poutres	22.11					
	Poteaux	75Br					
N4	Venant de N5	714.91	853.81	29.3	127.73	1344.24+101.25Br	1626.53+122.51Br
	Plancher étage courant	116.79					

	Poutres	22.11					
	Poteaux	75Br					
N3	Venant de N4	853.81	992.71	29.3	142.38	1553.73+101.25Br	1880.01+122.51Br
	Plancher étage courant	116.79					
	Poutres	22.11					
	Poteaux	75Br					
N2	Venant de N3	992.71	1131.61	29.3	142.38	1741.24+101.25Br	2106.9+122.51Br
	Plancher étage courant	116.79					
	Poutres	22.11					
	Poteaux	75Br					
N1	Venant de N2	1131.61	1270.51	29.3	142.38	1928.76+101.25Br	2333.8+122.51Br
	Plancher étage courant	116.79					
	Poutres	22.11					
	Poteaux	75Br					

RDC	Venant de N1	1270.51	1409.41	29.3	171.68	2160.22+137.7Br	2613.87+166.62Br

	Plancher étage courant	116.79					
	Poutres	22.11					
	Poteaux	102Br					

On a: $\mathbf{Br} \geq \frac{\mathbf{Nu}}{\mathbf{25.5}\alpha}$ $\propto = \frac{\mathbf{0.85}}{\mathbf{1}+\mathbf{0.2}\left(\frac{\lambda}{\mathbf{35}}\right)^2}$ $\mathbf{Nu} = \mathrm{A} + \mathrm{B}.\mathrm{Br}$

On suppose $\propto = \mathbf{0.708}$

$$\mathbf{Br} \geq \frac{\mathrm{A}+\mathrm{B}.\mathrm{Br}}{25.5*0.708}$$

Br $25.5\propto$ =A+B.Br $\mathbf{Br} = \frac{A*10^3}{25.5\propto - B*10^{-6}}$

Tableau II.7: Dimensions de poteau central D6 dans chaque niveau.

Niveau	Nu(KN)	Nu*1.1*1.1(KN)	Br+20mm	a=b (cm)	Le choix
9	244.36+101.25Br	295.68+122.51Br	139.9	13.99	25*25
8	475.83+101.25Br	575.75+122.51Br	198.55	19.85	25*25
7	702.9+101.25Br	850.51+122.51Br	237.047	23.7	25*25
6	925.57+101.25Br	1119.94+122.51Br	269.06	26.91	30*30
5	1130.35+101.25Br	1367.73+122.51Br	295.24	29.52	30*30
4	1344.24+101.25Br	1626.53+122.51Br	320.15	32.02	35*35
3	1553.73+101.25Br	1880.01+122.51Br	342.69	34.27	35*35
2	1741.24+101.25Br	2106.9+122.51Br	361.61	36.16	40*40

1	1928.76+101.25Br	2333.8+122.51Br	379.54	37.95	40*40
RDC	2160.22+137.7Br	2613.87+166.62Br	400.5	40.05	45*45

Vérification :

On doit vérifier la condition suivante :

$\sigma_{bc} = \frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma_{bc}}$

Avec : $\bar{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$ = 15 Mpa

B : section du béton.

$B \geq \frac{Nu}{\bar{\sigma_{bc}}} \Rightarrow B \geq \frac{2613.87*10^3}{15*10^{-6}}$ = 0.14 m^2 .

B= 0.45*0.45= 0.2025m^2 ≥ 0.14 m^2 Condition vérifiée.

On continue avec la même méthode pour les autres sections :

Tableau II.8: vérification des sections de poteau centrale D6.

Niveaux	Nu(KN)	Sections (cm)	Condition B > Bcalculé		observation
			) B(m^2	)^2 Bcalculé(m	
RDC, N1 et N2.	2160.22	45*45	0.2025	0.14	Verifieé
N3, N4 et N5.	1880.01	35*35	0.122	0.12	Verifieé
N6, N7, N8 et N9.	1119.94	30*30	0.09	0.074	Verifieé

A partir de tableau précèdent on adopte :

- Une section de (45*45) pour : **RDC, N1 et N2.**
- Une section de (40*40) pour **: N3, N4 et N5.**
- Une section de (30*30) pour : **N6, N7, N8 et N9.**

II.7.3 poteau de rive :

Le poteau la plus sollicité est : Poteau D7.

S=11.78m^2

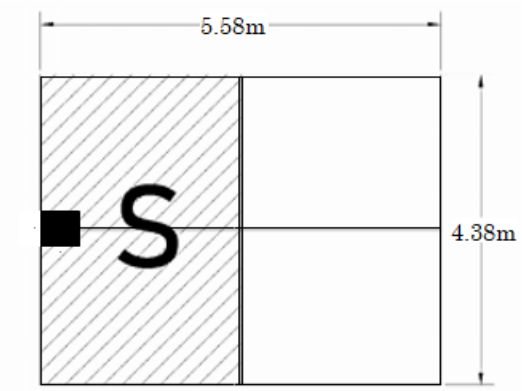


Figure .II.10 : Surface afférente du poteau de rive D7.

A partir des résultats de calcul (voir l'annexe) on adopte :

- Une section de **(40*40)** pour : **RDC, N1 et N2.**
- Une section de **(35*35)** pour : **N3, N4 et N5.**
- Une section de **(25*25)** pour : **N6, N7, N8 et N9.**

II.7.4 poteau d'angle :

Le poteau la plus sollicité est : Poteau E1.

S = 8.004 m^2.

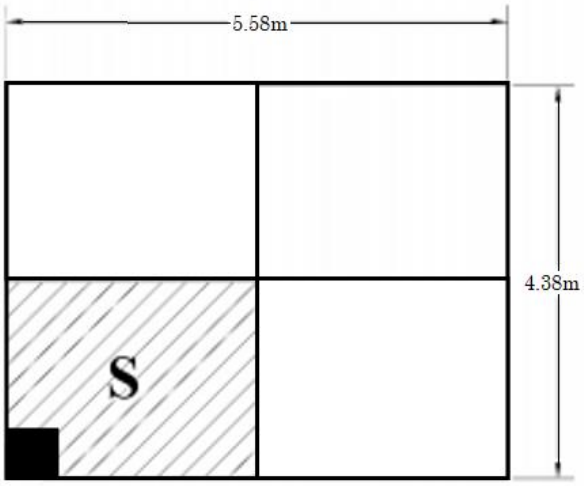


Figure II.11 Surface afférente du poteau d'angle E1

A partir des résultats de calcul (voir l'annexe) on adopte :

- Une section de (35*35) pour : **RDC, N1, N2,N3 et N4**
- Une section de (25*25) pour **: N5. N6, N7, N8 et N9**

Chapitre III
Prédimensionment des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismique. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- l'acrotère.
- Les escaliers.
- Les balcons
- L'Ascenseur (salle machine)

III.2. Calcul des planchers:

Dans notre projet nous rappelons que nous avons un seul type de planchers : plancher à corps creux, et ce qui concerne les dalles pleines se situe au niveau des balcons.

III.2.1.Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelles.
- Dalle de compression.

A) Poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au Cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot pour déterminer les efforts.

Dimensionnement des plancher en corps creux:

$$ht \geq \frac{Lmax}{22.5}$$

L_{max} : est la longueur de poutrelles.

$ht = 24.8$ cm on prend ht = 25cm

Pour un plancher de 20+5 cm on a :

h = 25cm h_0 = 5cm b = 65cm b_0 = 14cm

$$c = \frac{b-b0}{2} \Rightarrow \frac{65-14}{2} = 25.5\text{cm}.$$

Calcul des sollicitations et ferraillage:

A.1) Avant le coulage de la dalle de compression :

Evaluation des charges et surcharges:

- poids propre de poutrelles : 0.14*0.2*25=0.7KN/ml
- poids propre de corps creux : 0.65*0.2*14=1.82KN/ml

Total **G**=2.52KN/ml

Surcharge d'exploitation (poids de l'ouvrier): **Q**=1KN/ml

Q=1*0.65=0.65KN/ml

q^u=1.35G+1.5Q=4.9 KN/ml.

Q^{ser}=G+Q=3.52KN/ml.

Calcul des moments :

Moment Ultime : $M_u = \frac{q^u L^2}{8} \Rightarrow \frac{4.9*4.9^2}{8} = 14.71KN.m$

Moment service : $M_{ser} = \frac{q^{ser} L^2}{8} \Rightarrow \frac{3.52*4.9^2}{8} = 10.56KN.m$

Calcul de ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

M_u=14.71 KN.m b_0=14cm d=0.9h = 23 cm

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$\mu = \frac{M^U}{Bd^2 f_{bu}}$; $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.17Mpa$

$\mu = \frac{14.71*10^3}{14*3^2*14.17} = 8.23 \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow As' \neq 0$

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

A.2) Apres coulage de la dalle de compression :

Evaluation des charges et surcharges:

Tableau III.1: chargement et surcharge sur les poutrelles

	Q KN/m²	G KN/m²	ELU		ELS	
			q^u	p^u	q^{ser}	p^{ser}
Terrasse	1	7.03	11	7.15	8.03	5.22
Etage	1.5	5.98	10.32	6.71	7.48	4.86

La terrasse est la plus sollicitée.

q^u= 11 KN/m² q^{ser}= 8.03 KN/m²

p^u = 7.15 KN.m² p^{ser}= 5.22 KN.m²

Calcul des efforts:

Les poutrelles se calcul comme une poutre continue si les conditions suivants sont vérifier on peut utiliser la méthode forfaitaire pour déterminer les efforts :

- Plancher à surcharge modérée (Q ≤ Min (2G, 5KN/m²).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq Li/(Li+1) \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées (I=constant).

- Q ≤Min (2G, 5KN/m²). **Vérifié**
- La section est constant **Vérifié**
- La portée successive :

Entre L1 et L2 : $0.8 \leq 1.1 \leq 1.25$ **Vérifié**

Entre L2 et L3 : $0.8 \leq 0.78 \leq 1.25$ **Non-Vérifié**

Entre L3 et L4 : $0.8 \leq 0.72 \leq 1.25$ **Non-Vérifié**

Entre L4 et L5 : $0.8 \leq 1.1 \leq 1.25$ **Vérifié**

Lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, On doit continuer avec la méthode de Caquot :

Principe de la Méthode de CAQUOT:

La méthode consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré. C'est une méthode de continuité simplifiée car le moment fléchissant sur un appui ne dépend que des charges sur les travées qui lui sont adjacentes.

Moment sur appuis :

$M_a = 0.15M_0$ ..... *Appuis de rives*

$M_a = \frac{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$ .....*Appuis intermédiaires*

Avec :
M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
(Mw ; Me) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
qw: Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
qe: Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'w » à gauche et « l'e »à droite, avec :

l'= l.....pour une travée de rive
l'= 0,8*l*……pour une travée intermédiaire
Où « l » représente la portée de la travée libre.

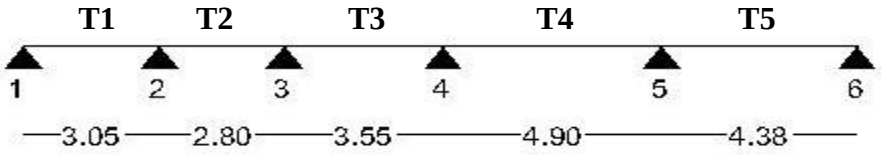


Figure III.1 : Présentation des travées

Tableau III.2 : Longueurs fictives

Longueurs fictives	L'_1= 3.05	L'_2= 2.24	L'_3= 2.84	L'_4= 3.92	L'_5= 4.38

Moment d'appuis:

Tableau III.3: les valeurs des moments dans chaque appui.

Appui 2			**Appui 3**			**Appui 4**			**Appui 5**		
	E.L.U.	E.L.S.		E.L.U.	E.L.S.		E.L.U.	E.L.S.		E.L.U.	E.L.S.
M_B^{22} =	**-6.90**	**-5.01**	**M_C^{22} =**	**-6.19**	**-4.50**	**M_D^{22} =**	**-11.33**	**-8.23**	M_E^{22} =	**-16.01**	**-11.63**
M_B^{12} =	-5.95	-4.38	M_C^{12} =	-5.80	-4.24	M_D^{12} =	-10.73	-7.83	M_E^{12} =	-14.72	-10.77
M_B^{21} =	-6.52	-4.76	M_C^{21} =	-5.39	-3.97	M_D^{21} =	-9.75	-7.18	M_E^{21} =	-14.22	-10.44

Calcul des moments en travées :

Tableau III.4: les valeurs des moments dans chaque travée.

	E.L.U.			**E.L.S.**		
	X_0	**moment en travée**		**X_0**	**moment en travée**	
Travée 1	1.33	Mt_{1max}=	9.73	1.33	Mt_{1max}=	7.11
Travée 2	1.42	Mt_{2max}=	5.10	1.42	Mt_{2max}=	3.70
	1.43	Mt_{2min}=	3.14	1.43	Mt_{2min}=	2.39
Travée 3	1.67	Mt_{3max}=	9.59	1.67	Mt_{3max}=	6.98
	1.62	Mt_{3min}=	7.01	1.62	Mt_{3min}=	5.26
Travée 4	2.39	Mt_{4max}=	20.54	2.38	Mt_{4max}=	14.98
	2.34	Mt_{4min}=	16.30	2.35	Mt_{4min}=	12.16
Travée 5	2.50	Mt_{5max}=	19.51	2.50	Mt_{5max}=	14.25

Effort trenchant des travées:

Tableau III.5: les valeurs de l'effort tranchant dans chaque travée.

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
Vu	19.02	15.92	21.06	28.00	27.72

D'après les résultats obtenus, on constate que le 4eme travée est le plus défavorable.
Donc on a :
En travée : M_{tmax} = 20.54KN.m
Sur appui : M_{amax} = 16.01KN.m

L'effort tranchant : T_{max} = 28 KN

Calcul des armatures :

a)Armatures longitudinales :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis, les sections soumises à la flexion simple avec une fissuration peu nuisible, donc le calcul se fait à l'ELU avec des vérifications des contraintes à l'ELS

- **En travées :**

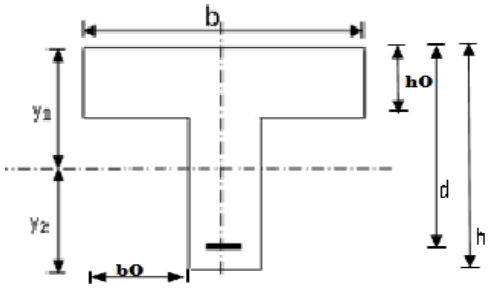
Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en Té, on considérant le moment maximal M^t_{max}= 20.54 KN.m .

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b.h_0.(d - \frac{h_0}{2}).f_{bu}$$

Avec b=65 cm ; h_0=5cm d=23cm f_{bu}=14.17 Mpa

$$M = 0.65*0.05*(0.23- \frac{0.05}{2}) *14.17*1000 = 94.4 \text{ KN.m}$$



$M^t_{max} \leq M$ ⟹ L'axe neutre est dans la table de compression. Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu = \frac{M^U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.54*10^3}{23^2*65*14.17} = 0.042 > \mu_l = 0.392$$

$\mu < \mu_l$ La section est simplement armée donc A's = 0

μ = 0.042 (utilisant le tableau 6) ⟹ β = 0.979 , α = 0.0536

$\alpha \leq 0.259$ c'est le pivot A avec ε_{st} = 10‰ donc $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$ =348 MPa

$$As = \frac{M^U}{\beta d \sigma_s} = \frac{20.54*10^3}{0.979*23*348} = 2.62 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile d =23cm et de largeur b_0=14cm.

Le moment max aux appuis : M_a^{max}= 16.01 KN.m

$\mu = \frac{M_a^{max}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{16.01*10^3}{23^2*14*14.17} = 0.152 < \mu_l = 0.392$

$\mu < \mu_l$ La section est simplement armée donc A's = 0

μ = 0.152 (utilisant le tableau 6) ⟹ β = 0.917 , α = 0.2071

$\alpha \leq 0.259$ c'est le pivot A avec ε_{st} = 10‰ donc $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$ =348 MPa

$As = \frac{M^U}{\beta d \sigma_s} = \frac{16.01*10^3}{0.917*23*348}$=2.18 cm²

Vérification des contraintes à l'ELS :

a) <u>Etat limite de résistance du béton en compression :</u>

On doit vérifier que **:** $\sigma_{bc} = k\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15$MPa

- **En travées** :A_t= 2,62 cm²
  Pour f_e = 400 MPa on peut vérifier $\alpha \leq (\gamma\text{-}1)/2 + f_{c28}/100$
  Avec $\gamma = M_u/M_{ser}$ =20.54/14.98 = 1.37
  α =0.0536 ≤ 0.435 **Condition vérifiée**
- **Aux appuis** : A_a = 2.18cm²
  On a f_e = 400 MPa donc $\alpha = 0.1236 \leq (\gamma\text{-}1)/2 + f_{c28}/100 = 0.438$ **Condition vérifiée**
  Avec $\gamma = M_u/M_{ser}$ =16.01/11.63 = 1.39

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

Condition de non fragilité :

$As > A_{min} = 0.23bdf_{t28}/f_e$

à mi travée : $As = \max(As ; A_{min}) = \max(2.62 ; 1.8)cm^2 = 2.62\ cm^2$

Dans le tableau de section des armatures on choisit **3T12= 3.39 cm²**

Sur appui : $As = \max(As ; A_{min}) = \max(2.18 ; 0.4)cm^2 = 2.18\ cm^2$

On choisit **2T12 = 2.26 cm²**

<u>Armatures transversales et vérifications:</u>

b-1) Vérification au cisaillement :

V = *Tu* = 28KN

Valeur de la contrainte tangentielle :

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{V}{b_0 d} = \frac{28*10^{-3}}{0.14*0.23} = 0.87$Mpa.

Valeur limite de $\boldsymbol{\tau_u}$→ fissuration non préjudiciable :

$\boldsymbol{\tau}$<min (0,13$\mathbf{f_{c28}}$; 5 MPa) ⇒ $\boldsymbol{\tau}$<min (3.25MPa;5 MPa) = 3.25MPa **condition est vérifiée**

Diamètre des armatures transversales :

$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} = 7.14mm \; ; \; \frac{b_0}{10} = 14mm \; ; \; \phi_l = 12mm\right\}$ = 7.14 mm

On prend : $\emptyset_t = 8mm$ donc $\mathbf{A_t = 2T8 = 1.0cm^2}$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de Ø8

L'espacement des armatures transversales :

$S_t \leq min\{0.9d; 40cm\}$

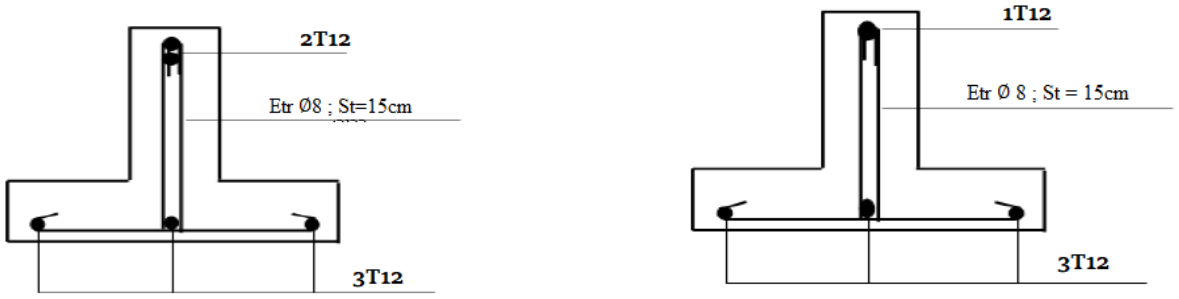
St ≤ min (20.7cm; 40cm) = 20.7cm

On prend : St = 15cm

On doit vérifier que :

$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4Mpa\right)$

$\frac{1.0*235}{14*15} = 1.12\text{Mpa} \geq \text{Max}\left(\frac{0.87}{2} ; 0.4\text{Mpa}\right) = 0.435\text{M}$ **condition vérifiée**



Sur appui Sur travée

Figure III.2 : ferraillage des poutrelles.

B) Ferraillage de la dalle de compression :

Ferraillage en treilles soudé dans les deux sens, les dimensions des mailles sont normalisées comme suit:

- 20cm → pour les armateurs ⊥ ou nervure
- 30cm → pour les armateurs // ou nervure

Section des armatures ⊥ aux nervures **:**

$$A_{per} > \frac{200}{f_e} \quad si \quad L \leq 50cm$$

$$A_{per} > 4\frac{L}{f_e} \quad si \quad 50\text{cm} \leq L \leq 80cm$$

On a : L = 65 cm

Donc :$A_{per} = \frac{4*65}{520} = 0.5cm^2/ml$

Soit : 6T6=1.71cm^2 $d'ecpacement\ de\ 20\ cm$

Section armatures // aux nervures.

$$A_{para} = \frac{A_{per}}{2} = 0.55cm^2/ml$$

Soit : 5T6 =1.41 cm^2 d'espacement de 20 cm

Donc on adopte un treille soudé de T6 de mailles 20*20 cm.

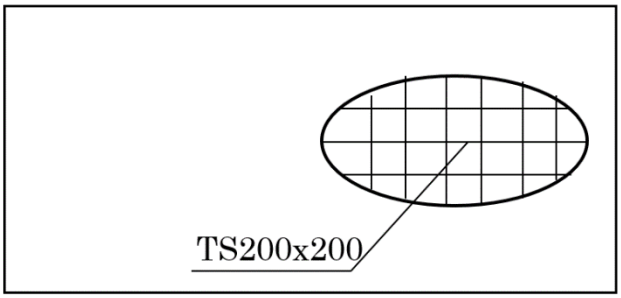
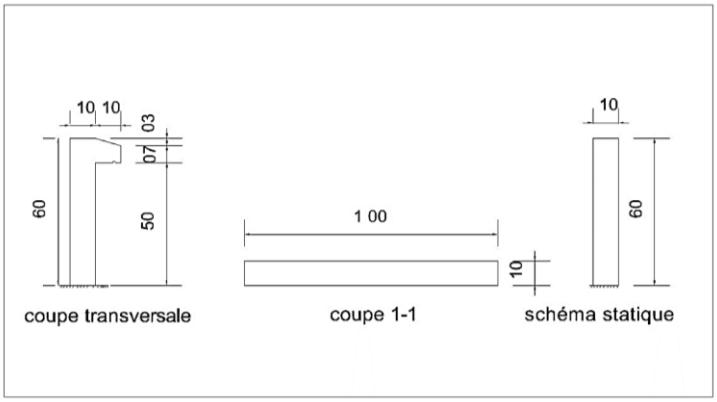


Figure III.3 : Ferraillage de la dalle de compression

III.3 Acrotère:

III.3.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (**G**), à une surcharge horizontale due à la main courante (**Q**) et à une force sismique (**Fp**).
Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de un mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure, les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans architecturaux du plancher terrasse inaccessible.



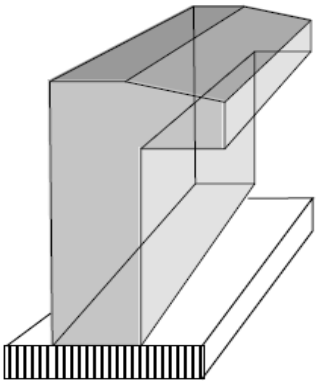


Figure. III.4 : Les dimensions de l'acrotère.

S=[(0.6*0.1)+(0.07*0.1)+(0.03*0.1)/2]=0.0685m^2.

III.3.2 Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de **1m** de longueur.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.3.3 évaluation des charges

Charge permanent :

- poids propre:25*0.0685*1=**1.712KN**
- poids d'enduit de ciment : (e = 2cm)
  18*0.02*1.574*1 = **0.567 KN.**
  G = $\sum Gi$ =2.28 KN.

Charge d'exploitation : la surcharge d'exploitation est une force horizontale due à l'application de la main courante. **Q=1KN.**

Force sismique : la Force sismique horizontale F_P est donnée par la formule suivante (RPA99.art.6.2.3):

$$F_P = 4*A*C_P*W_P$$

A = coefficient d'accélération séismique**.**

A=0.10 (Zone I, Groupe 2 : bâtiment d'habitation)

C_P = facteur de force horizontale (on prend **C_P=0.8**).

W_P = poids d'élément considéré.

Donc : **F_P=**4*0.10*0.8*2.28 = **0.73 KN**

III.3.4.Calcul des sollicitations :

$\mathbf{N_G}$=2.28 KN $\mathbf{M_G}$ = 0 KN

$\mathbf{N_Q}$ = 0 KN $\mathbf{M_Q}$ = Q.H = 1*0.6 = 0.6 KN.m

$\mathbf{N_{FP}}$ = 0 KN $\mathbf{M_{FP}}$ = F_P.H/2 = 0.73*0.6/2 = 0.219 KN.m

Tableau.III.6 : combinaison d'action.

	RPA99	**ELU**	**ELS**
Combinaison de charge	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.28	3.08	2.28
M(KN.m)	0.819	0.9	0.6

La combinaison à considérer est : ELU=1.35G+1.5Q.

$\mathbf{N}^U$ = 3.08KN**.** $\mathbf{M}^U$ = 0.9KN.m

L'acrotère est un élément qui soumit à la flexion composée avec un effort de compression et qui assure le contreventement, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement) de la pièce en majorant l'excentricité réelle de l'effort normal si la condition suivante est vérifiée :

L_f /h $\leq$ max (15 ; 20 $\mathbf{e_1}$/h)

L_f : longueur de flambement $L_f = 2l_0$ (encastrée-libre)

L_f = 2*0.6 = 1.2 m

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement (*h* =10cm)

$\mathbf{e_1}$: excentricité du premier ordre, de la résultante des contraintes normales

e_1 = Mu / Nu = 0.29 m

L_f /h = 12 $\leq$ max (15 ; 58.44)=58.44 $\Rightarrow$ la pièce sera justifiée à la flexion composée en remplaçant $\mathbf{e_1}$ par $\mathbf{e_t}$ avec $\mathbf{e_t=e_1+e_a+e_2}$

$\mathbf{e_2}$:excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure. $\mathbf{e_2}=\frac{3l_f^2}{10000h}(2+a\phi)$

ϕ: Le rapport de déformation finale du au fluage de la déformation instantanée

(ϕ généralement égale à : 2)

$$a=\frac{M_G}{M_G+M_Q}=0$$

Donc $\mathbf{e_2} = \frac{3*1.2^2}{10000*0.1} * 2 = 0.0086m$

$\mathbf{e_a}$: excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après exécution)

e_a=max [2cm; l/250cm]

e_a=max [2cm; 0.24cm] = 2cm

D'ou: e_t = 0.29+0.0086+0.02 = 0.3186 m

Correction des efforts :

N_u = 3.08 KN $M_u = N_u . e_t$ = 3.08*0.3186 = 0.98 KN.m

Centre de pression :

On a: h/6=0.1/6=0.016m≤ $e = 0.3186\ m$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle [-h/6;+h/6] , la section donc est partiellement comprimée et son ferraillage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} (Le moment par rapport au centre de gravité des armatures) :

Le moment fictif : $M_{UF}=M_U+N_U\left(d-\frac{h}{2}\right) = 0.98 + 3.08\left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)$

M_{UF}=1.07 KN.m

III-2-5) Calcul de Ferraillage à l'ELU :

Le moment réduit :$\mu = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bu}}$

□= 0.012 < 0.186 : Donc l'**ELU** est atteint au pivot A ; (A' =0).

La section fictive d'aciers tendus:

$A_{sf} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$; $f_{bu} = 14.2MPa$; $\sigma_s = 348MPa$

β = 0.994 ; D' où A_{sf}= 0.4 cm²

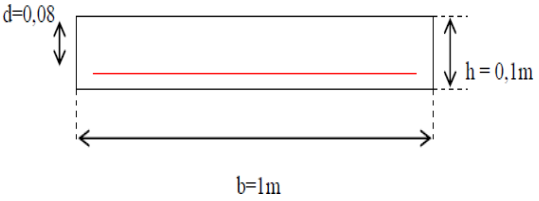


Figure III.5. Dimensions d'une bande de 1m de l'acrotère

La section réelle d'acier tendu :

$A_s = A_{sf} - \frac{N_U}{\sigma_S} \Rightarrow A_s = 0.31cm^2$

III-2-6) Calcul des armatures à l'ELS:

Selon documents basés sur les règles de BAEL 91, les sollicitions sont :

Un moment de flexion $\boldsymbol{M_{ser}}$ et un effort normal$\boldsymbol{N_{ser}}$ l'excentricité valeur : e =$\frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

$$\boldsymbol{M_{ser} = 0.6kN.m \ ; \ N_{ser} = 2.28kN/ml}$$

e = $\frac{0.6}{2.28}$ = 0.26 m =26 cm.

e > $\frac{h}{2} - c = 3cm$ ⇒le centre de pression se trouve en dehors de la section donc la section est partiellement comprimée.

Moment fictive par rapport au centre de gravité des armatures :

$\mathbf{M_{serf} = M_{ser} + N_{ser}\left(d - \frac{h}{2}\right)}$

$\boldsymbol{M_{serf} = 0.6 + 2.28\left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)}$=0.67 KN.m

$\overline{\sigma}_{bc}$=0.6f_{c28}=15 MPa ;

$\bar{\sigma}_{st} = min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max(f_e 0.5; 100\sqrt{\eta f_{t28}})\right\}$

$\bar{\sigma}_{st}$=201.63MPa ; η=1.6 (fissuration préjudiciable)

$\overline{\alpha 1}=\frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc}+\bar{\sigma}_{st}} = \frac{15*15}{15*15+201.63} = 0.527$; $\bar{\mu}_{rb}$=(1-α_1/3)α_1/2 = 0.217

$\bar{M}_{rb} = \bar{\mu}_{rb} b d^2 \bar{\sigma}_{bc}$= (0.217*1*80²*15)$10^{-3}$ =20.83 KN.m

$\bar{M}_{rb} > M_{serf} \Rightarrow$ la section simplement armée $(A' = 0)$.

$\bar{\mu}_1=\frac{M_{serf}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}}$ = 0.00052 ; $_1$ = 0.959 (tableau 7)

$A_{stf}=\frac{M_f}{\beta 1 d\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.67*10^3}{0.959*8*201.63}$ =0.43 cm²

Armatures réelles (en flexion composée)

$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{st}}$ =0.43 – $\frac{2.28*10^3}{201.63*10^2} = 0.32\ cm^2$

Condition de non fragilité:

$\mathbf{A_{Smin}} = \max\left\{\frac{b.h}{1000}, 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$ = max{ 1 ; 0.966}

f_{t28}=2.1MPa ⇒A_{smin}=1.0 cm²

$A_{st} = \max(A_{st}ELU; A_{st}ELS; A_{min})$ = max (0.31 ; 0.32 ;1.0) cm² = 1cm²

Soit 4Ø8/ml ; $A_{st\,adopté}$ = 2.01cm²/ml

Armatures de répartition:

$A_r=A_S/4$ = 2.01/4 = 0,50 cm^2 ⇒ On adopte **3Ø6** avec A_r=0.84cm²

Espacement :

- S_t= b/4 = 100/4 = 25 cm ⇒ S_t = 25 cm
- S_t = H/3 = 60/3 = 20 cm ⇒ S_t = 20 cm

S_{tmax} = min (3h, 33cm) = 30 cm ⇒ $S_t < S_{tmax}$ ⇒ La condition est vérifiée

Vérification au cisaillement : on doit vérifier que :

$\tau u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} u$;$V_u=F_p+Q$ = 1.73 kN.

$\tau u = \frac{1.73 * 1000}{1000 * 80} = 0.022$ MPa

$\overline{\tau_u} = min(0.1 f_{c28}; 3MPa)$ ⇒ $\overline{\tau_u}$=2.5MPa.

Donc la condition de cisaillement est vérifiée.

III.3.6 Schéma de ferraillage:

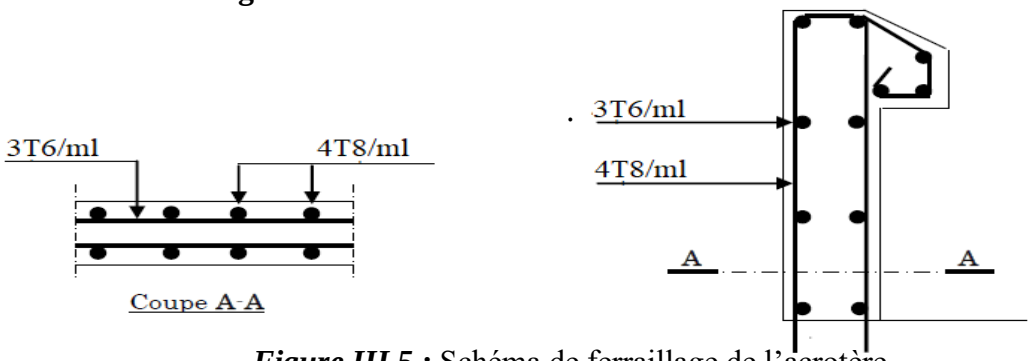


Figure.III.5 : Schéma de ferraillage de l'acrotère

III.4 Balcon :

III.4.1 Définition :

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d'habitation, ainsi il donne une belle image à la construction. Il est constitué d'une dalle pleine ancrée dans les poutres longitudinales.
L'étude de cet élément est de la considéré soit comme une dalle reposant sur 3 points d'appuis, ou comme un console encastré ou niveau de plancher, on admet de n'étude qu'une bane de 1 mètre linéaire. Il est généralement encastré d'un côté et libre de l'autre, ce qui donne des fibres tendues situées à la partie supérieure de l'élément et celles qui sont comprimées se situent à la partie inférieure.

- ✓ Le garde-corps est l'ensemble d'éléments formant une barrière destinée à protéger les personnes de chute et à retenir des objets.
- ✓ La charge du garde-corps pour les emplacements publics : G_{gard} = 1 KN/m
- ✓ Hauteur de garde-corps : h = 1.2m

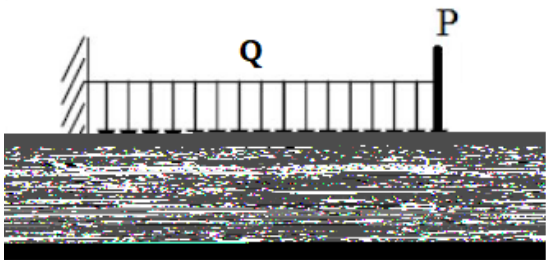


Figure.III.7 : Schéma statique du balcon

III .4.2 Calcul des sollicitations

Pour une bande de 1 m :

Poids propre de garde-corps p = 1*1.2*1 = 1.4KN.ml

Poids propre de la dalle pleine g = 5.78*1 = 5.78KN.ml

Charge d'exploitation q = 3.5*1=3.5KN.ml

Calcul des moments max au niveau d'encastrement :

$M_q = \frac{q\,L^2}{2} = \frac{3.5 * 1.55^2}{2}$ = 4.2 KN.m^2

L'espacement :

St ≤ min(3ℎ; 33cm) = 33cm ⇒ **condition vérifiée**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$$

On prend : A_r=3T10 = 2.35 cm² avec un espacement St = 100/3 = 33 cm

L'espacement :

St ≤ min(4ℎ; 45cm) = 45cm ⇒ **condition vérifiée**

Schéma de ferraillage

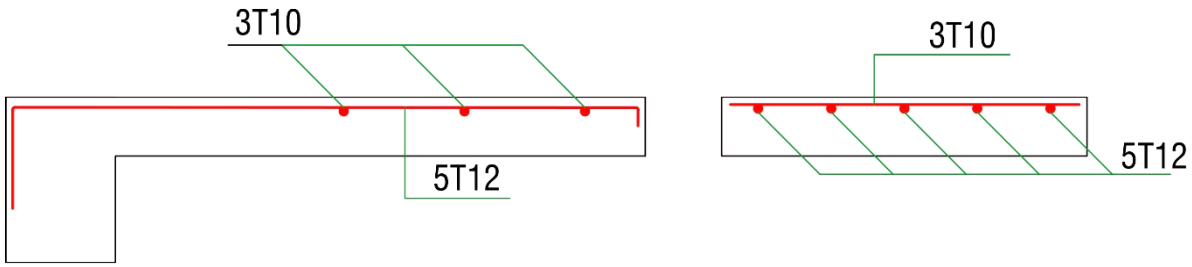


Figure.III.8 : ***Schéma*** de ferraillage de balcon (bande de 1m).

III.5 Les escaliers

III.5.1 Définition :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Notre structure comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux volées et un palier de repos entre eux.

On appelle « Giron » la partie horizontale (g) des gradins constituants l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (h) de ces gradins.

h : Hauteur de la contre marche.
g : Largeur du giron.
L : Longueur horizontale de la paillasse.
H : Hauteur verticale de la paillasse.

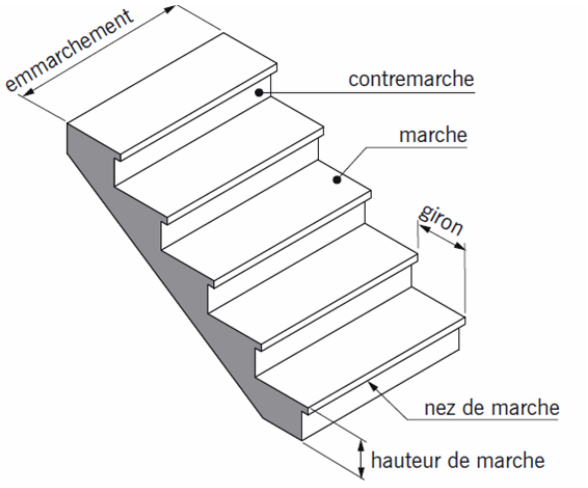
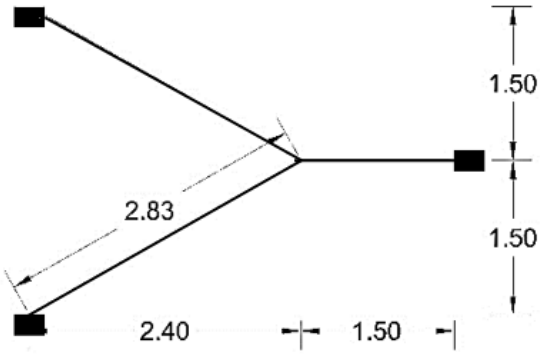


Figure III.9 : Les éléments d'escalier

Dans notre structure il y a deux types des escaliers

1er type : deux volées (escalier des étages d'habitations)



H=1.5m h =H/ (n+1) avec n est le nombre des contres marches

L=2.4m g =L / n

59 ≤ g + 2h ≤ 66 (la formule de blondel)

On prend *g + 2h = 64*

$64n^2 – (64+ 2H+ L_0)n +2H= 0$

$\Rightarrow 64n^2 –(64+2*150+240)n +2*150 =0 \Rightarrow 64n^2-604n+300=0$

Apres la résolution d'équation on a trouvé : n = 9

On opte pour un nombre de contre marche : 9

Ce qui donne le nombre de marche : n-1 = 8

Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$h=\frac{H}{n}=\frac{150}{9}$= 16.66cm ≈ 17cm

$g=\frac{L0}{n-1}=\frac{240}{8}$ = 30cm

La pente : $\tan\alpha = \frac{h}{g}$= 29.54°

Epaisseur de la paillasse :

L= 1.5+ 2.83 = 4.33 m

$$\frac{l}{30} \le e \le \frac{l}{20} \Rightarrow 14.33\ cm \le e \le 21.65 cm$$

e > 11 *cm* …….. Pour deux heures de coupe-feu.

On prend : **e= 17 cm**

III.5.2 Sollicitations :

Calcul des charges :

Tableau III.7 : charges appliquées sur l'escalier.

	G(KN.ml)	Q(KN.ml)	qu *KN* / *m*	qser *KN* / *m*
Palier	5.96	2.5	11.79	8.46
Volée	9.15	2.5	16.11	11.65

Pour le palier

ELU : q_{1u}=1.35*G*+1.5*Q*=11.79 *KN /m*

ELS : q_{1ser}=*G*+ *Q* =8.46 *KN /m*

Pour le volée

ELU : $q_{2u}=1.35G+1.5Q=16.11\ KN/m$

ELS : $q_{2ser}=G+Q=11.65\ KN/m$

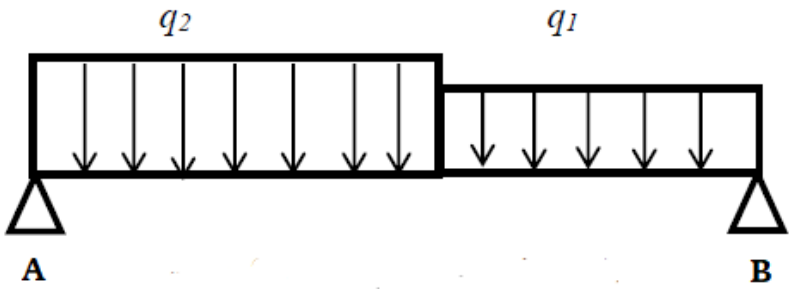


Figure III.10 : Schéma statique des charges appliquées sur l'escalier

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

Selon la méthode de RDM on a trouvé :

$R_B = 30.17KN$ $R_A = 26.19\ KN$

Effort tranchant :

T = RA = 26.19KN

Moment de travée : on utilise méthode forfaitaire $M = \frac{ql^2}{8}$

Tel que $q = \max\{ q_{u1} ; q_{u2}\} = \max\{ 11.79 ; 16.11 \} = 16.11$ KN/ml

On prend $q_{max}=16.11$ KN/ml

$$M_T=\frac{16.11*4.33^2}{8} = 37.75KN.m$$

Moment en travée $M_t = 0.85\ M_T = 32.09$ KN.m

Moment sur appui $M_{app} = 0.2M_T = 7.55$ KN.m

III.5.3 Calcul de Ferraillage :

Armateurs longitudinales :

Tableau III.7 Amateurs longitudinale

	Mu_{max} (KN.m)	**μ_{bu}**	**α**	**Z(m)**	**Acnf cm2/ml**	**Au cm2/ml**	**A adopte cm^2/ml**	**Choix d'acier**	**ST cm**
Travée	32.09	0.068	0.127	0.145	1.847	6.356	**6.79**	**6T12**	**20**
Appuis	7.55	0.023	0.029	0.151	1.847	1.435	**3.92**	**4T12**	**25**

Armateurs transversales et espacement :

Tableau III.8 : Armateurs transversales et l'espacement

Arep	1.538 cm^2 /ml	
A adopte cm^2/ml	**2.51**	**5T8**
ST cm	**20cm**	

III.5.4 Calcul de la poutre palière :

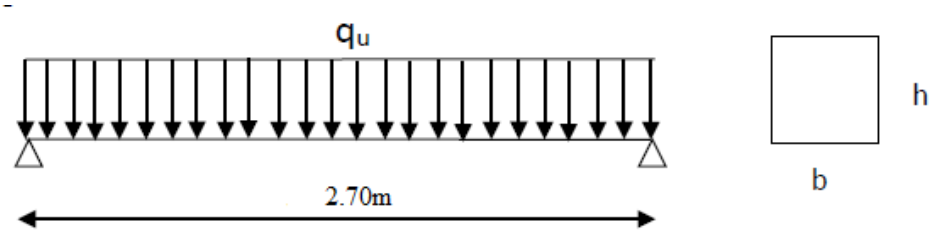


Figure.III.11 : Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

Pré dimensionnement:

Pour :L_{max} = 2.7m→ $\frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \rightarrow 18cm \leq h \leq 27cm$

On prend :

h=25 cm > 30 cm, Condition de **RPA** n'est pas vérifier.

Donc on prend **h=30cm** pour vérifier la condition de **RPA**

b≥ $\frac{30}{2} = 15\ cm$ →b < 20cm. Condition de **RPA** n'est pas vérifier

On prend **b=30cm** pour vérifier la condition de **RPA**

On adopte une section rectangulaire de (**30*30**) cm.

Chargement :

Poids propre de la poutre= 25*0.3*0.3*1.35=3.038kN

Charge d'exploitation :

P .P .du maçonnerie =3.64*1.4=5.096 kN

P.P du palier : 0.75*0.17*25= 3.18 KN

Combinaisons des actions :

ELU : q^u=1.35G+1.5Q=16.51KN / m

ELS : q^{ser}=G+ Q =11.31KN / m

Sollicitation :

$M_u = \frac{ql^2}{8}$ = 15.04 KN.m

Ferraillage :

b=30 cm d=27cm

$$\mu = \frac{M^U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{15.04*10^3}{27^2*30*14.17} = 0.0485 > \mu_l \rightarrow As' = 0$$

β=0.967

$As = \frac{M^U}{\beta d^2 \sigma_s} = \frac{13.16*10^3}{0.967*27^2*348}$=1.45 cm^2

Armatures transversales

On fixe St = 15 cm et on calcul A_{trans}

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow \quad A_{trans} \geq 0.45\ cm^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times St(t_u - 0.3f_{t28})}{0.9\ f_e} \Rightarrow \quad A_{trans} \geq 0.41\ cm^2$$

A_{trans}= max (0,45cm^2; 0,41 cm^2), donc on prend $A_{trans} = 0.45\ cm^2$

Condition de non fragilité :

As > Amin=max ($\frac{b \times h}{1000}$ = 0.6cm^2 ; 0.23× $b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ =0.72 cm^2)=0.72 cm^2

As > 0.72 cm^2 ……. CV

As=max (As ; Amin)=max (1.45 ; 0.72) cm^2 = 1.45 cm^2

Dans le tableau de section des armatures on choisit **2 T12 = 2.26cm^2**

On suppose : $As' \neq 0$ et on prend As = As'= **2 T12 = 2.26cm^2**

Espacement:

St≤min(a+10 ; 15$\emptyset_l$; 40 cm) = min(30 ; 18 ; 40) cm

On prend : St = 15cm

Calcul à la torsion

Moment de torsion :

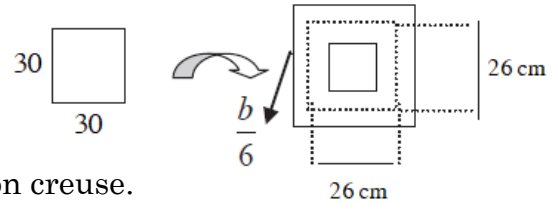
M_{tor}= -$M_a \times \frac{l}{2}$ = -11.32 × $\frac{2.7}{2}$ = -14.73KN.m

Ma : moment d'appui de la paillasse et du palier sur la poutre palière.

Avec : $M_a = 0.3M_0$.

Calcule de la contrainte de cisaillement :

$t_{ut} = \frac{M_{tor}}{2W_e}$



D'ou : e = épaisseur de la section creuse.
W= crise du contour de la section creuse.

$e = \frac{b}{6} = \frac{20}{6} = 3.33$ cm $\approx 4\ cm.$

$\Omega = (b\text{-}e)(h\text{-}e) = (30\text{-}4)(30\text{-}4) = 676cm^2$

U = 2(b + h) = 104 cm : Périmètre de la section de la poutre palière.

Armatures longitudinales :

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{14.73 \times 10^{-3} \times 1.04}{2 \times 0.0676 \times 348} = 3.25cm^2$$

Armatures transversales :

on fixe st= 15 cm : $A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.76cm^2$

Contrainte de cisaillement :

$$t^{tor} = \frac{-14.73 \times 10^{-3}}{2 \times 676.10^{-4} \times 4.10^{-2}} = 2.72Mpa$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau} = 3.33Mpa$ $\bar{\tau}$ calculé en cas de FPN

Avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.s^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.29^2 + 2.72^2} = 2.73Mpa$

$\tau_{total}^{tor} = 2.73Mpa \leq \bar{\tau} = 3.33Mpa$ ……. Condition vérifiée (pas de risque de rupture par cisaillement) .

Ferraillage globale

En travée: $A_{st} = A_{trav}^{F.s} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 6.79 + \frac{3.25}{2} = 8.41cm^2$.

Soit : 4HA14 + 2HA12 = 8,42 cm^2

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.s} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4.52 + \frac{3.25}{2} = 6.145\ cm^2$

Soit : 6HA 12 = 6.79 cm2

Armature transversales :

$A_{trans} = A_{trans}^{F.s} + A_{tran}^{tor} = 0.45 + 0.76 = 1.21cm^2$

Soit : 4Ø8 = 2,01 cm^2 (un cadre + un étrier).

Schéma de ferraillage

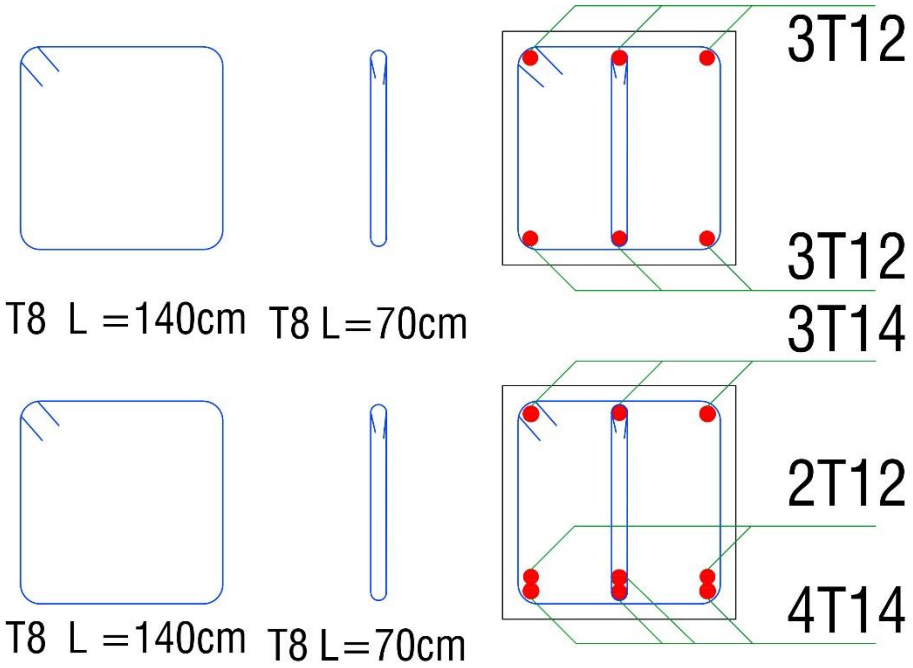


Figure III.12 : Schéma de ferraillage de la poutre palière.

VI.6.Schéma de Ferraillage :

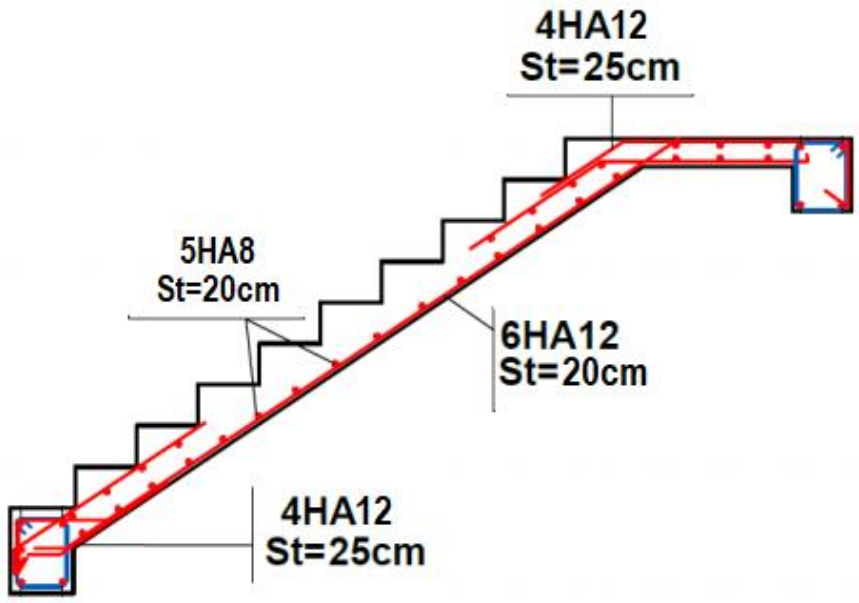


Figure.III.13: Schéma de Ferraillage d'escalier.

2eme type : 3 volées (escalier de RDC)

Dans ce cas, nous allons calculer la 1ère volée (les volées 2 et 3 sont identiques au 1er type d'escalier).

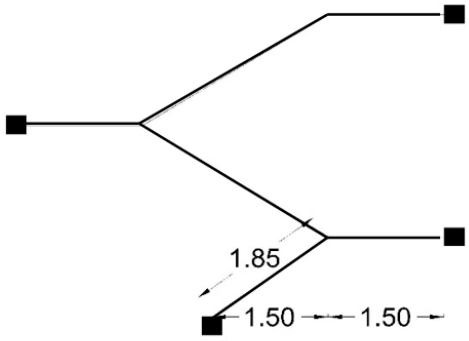
H=1.08m

L_0=1.5m

$64n^2 – (64+ 2H+ L_0)n +2H= 0$

$\Rightarrow 64n^2 –(64+2*108+150)n +2*108 =0$

$\Rightarrow 64n^2-430+216=0$



Apres la résolution d'équation on a trouvé : n = 6.17

On opte pour un nombre de contre marche : 6

Ce qui donne le nombre de marche : n-1 = 5

Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$h=\frac{H}{n}=\frac{108}{6}$= 18 cm

$g=\frac{L0}{n-1}=\frac{150}{5}$= 32.4cm on adopte g=28 cm (Pour que la relation de Blondel soit vérifié.)

La pente : $\tan\alpha=\frac{h}{g}$= 32.73°

Epaisseur de la paillasse :

L= 1.5+ 1.62 = 3.12 m

$$\frac{l}{30}\leq e\leq\frac{l}{20}\Rightarrow 10.4\,cm\leq e\leq 15.6cm$$

e> 11 *cm* …….. Pour deux heures de coupe-feu.

On prend : **e= 13 cm**

VI.3.Calcul des charges :

Tableau III9. : Charges appliquées sur l'escalier.

	G(KN.ml)	Q(KN.ml)	qu *KN* / *m*	qser *KN* / *m*
Palier	5.71	2.5	11.46	8.21
Volée	8.17	2.5	14.79	10.67

Pour le palier

ELU : $q1u=1.35G+1.5Q=11.46KN/m$

ELS : $q1ser=G+Q=8.21KN/m$

Pour le volé

ELU : $q2u=1.35G+1.5Q = 14.78KN/m$

ELS : $q2ser=G+Q=10.65KN/m$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

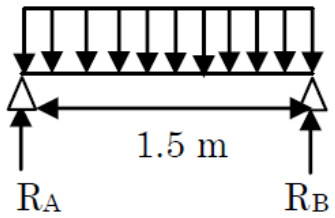
Selon la méthode de RDM on a trouvé :

R_B = 11.04KN

R_A = 11.04 KN

Moments:

$M=\frac{14.79\times1.5^2}{8}=4.15$ KN.m



M_T= 3.11 KN.m

$M_{app=}$ 2.07 KN.m

Effort tranchant :

T = RA = 11.04KN

VI.5.Calcul de Ferraillage :

Armateurs longitudinales :

Tableau III.7 :Amateurs longitudinale (Escalier de RDC)

	Mu_{max} (KN.m)	**μbu**	**α**	**Z(m)**	**Acnf cm2/ml**	**Au cm2/ml**	**A adopte cm^2/ml**	**nombre des barres**	**ST cm**
Travée	3.11	0.016	0.22	0.107	1.45	0.77	**2.01**	**4T8**	**25**
Appuis	8.47	0.026	0.141	0.11	1.45	0.77	**2.01**	**4T8**	**25**

Armateurs transversales et l'espacement :

Tableau III.11: Armateurs transversales et l'espacement (Escalier de RDC)

Arep	0.5 cm2 /ml	
A adoptecm^2/ml	**0.85**	**3T6**
ST cm	**30 cm**	

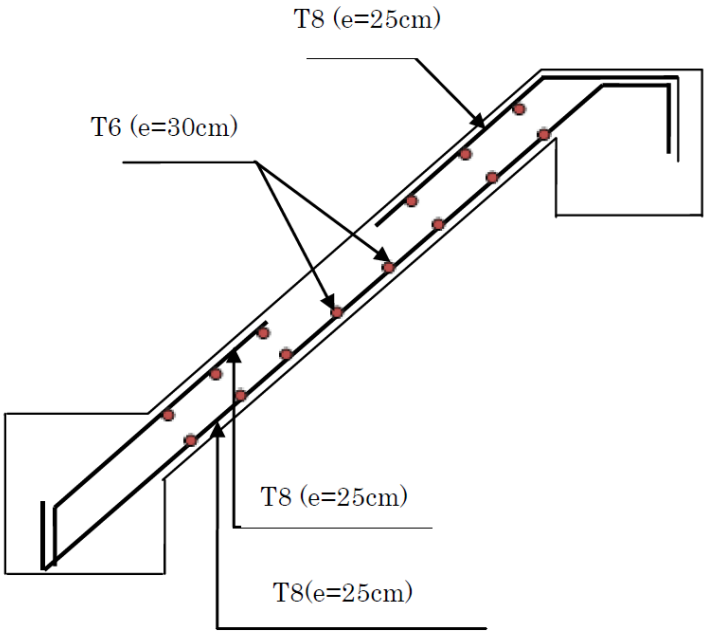


Figure.III.14: Schéma de Ferraillage d'escalier (2eme type).

III.6 L'Ascenseur (salle machine):

III.6.1 Définition :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (9 niveaux), un ascenseur est important pour le déplacement.

- **Caractéristique de l'ascenseur:**
  Lx = 2,20m.
  LY = 2.40m.
  S = 5,28m².
- **Charge nominale, la surface et le poids total :**
  Charge: 630Kg ⇒ 8 personnes = 6,3KN

  Poids totale : Q= 8 tonnes = 80KN

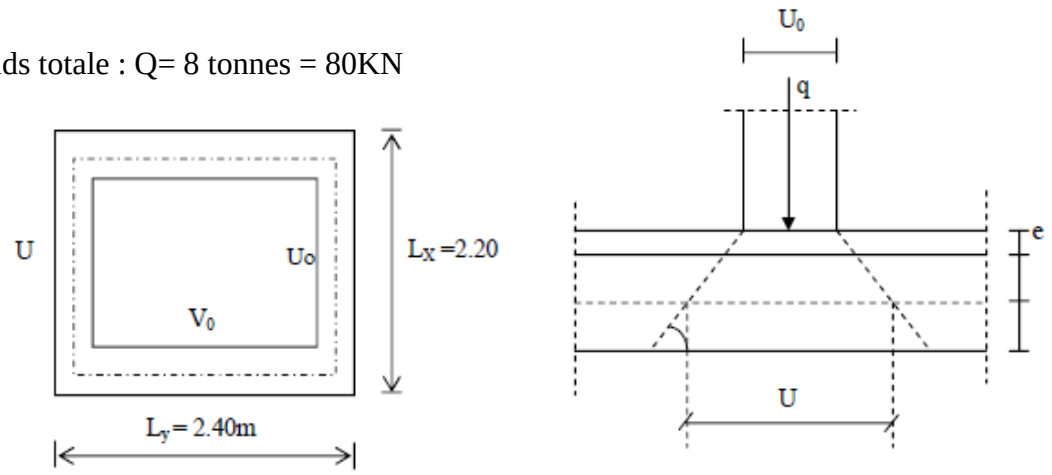


Figure III.15 : Schéma de la salle machine.

III.6.2 Calcul de la dalle pleine :

- **Hypothèse :**

La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
La machine est centrée au milieu.
Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de PIGEAUD.

- **Pré dimensionnement :**

Epaisseur de la dalle :

$$h > \frac{lx}{30} = \frac{220}{30} = 7cm$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine

selon le RPA99 VER2003 est 12 cm.

Donc en prend **e=15cm**

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15 cm

Le voile de la cage a une épaisseur de **16 cm**

- **Calcul des solicitations :**

$$\rho x = \frac{lx}{ly} = \frac{220}{240} = 0.91$$

$0.4 < \rho x = \frac{lx}{ly} < 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

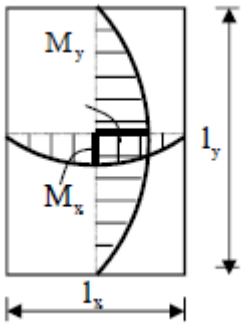


Figure III.16 **:** moments sur la dalle

- **Moments dus au poids propre:**

Mx = $\mu x \,.\, q \,.\, lx$ ⇒ Moment suivant la petite portée
Mx = $Mx \,.\, \mu y$ ⇒Moment suivant la grande portée :

Les coefficients μx et μy sont donnés en fonction du rapport ρx et du coefficient de Poisson ν.

q : Charge uniformément repartie sur toute la dalle.

- **Etat limite ultime (ELU) :** ν =0

ρ= 0.910 →μx =0.0447 et μy =0.8036

Poids de la dalle : **G**= (25× 0.15× + 22×0.05) × 1ml= **4.85 KN/ml.**
Surcharge d'exploitation : **Q** = **1KN/ml.**

qu= 1.35×4.85 + 1.5×1 = **8.0475 KN/ml**.

$M_{\mu x1}$ = 0,0447 x 8.0475 x $(2,2)^2$ = 1.74KN.m

$M_{\mu y1}$ = 0.8036 x 1.74 = 1.39KN.m

- **Etat limite de service (ELS) :** ν =0.2

ρ= 0.91 → μx = 0.0518 et μy = 0.8646

qs= 4.85 + 1 = **5.85 KN/ml**

$M_{\mu x1}$ = 0,0518 x 5.85 x $(2,2)^2$ = 1.46KN.m

$M_{\mu y1}$ = 0.8646 x 1.46 = 1.26 KN.m

- **Moments dus à la charge localisée :**

$M_x = P.(M_1 + \nu M_2)$

$M_y = P.(\nu M_1 + M_2)$

M_1 **,** M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de **ρ***x* et des rapports $\frac{U}{lx}$ et $\frac{V}{ly}$

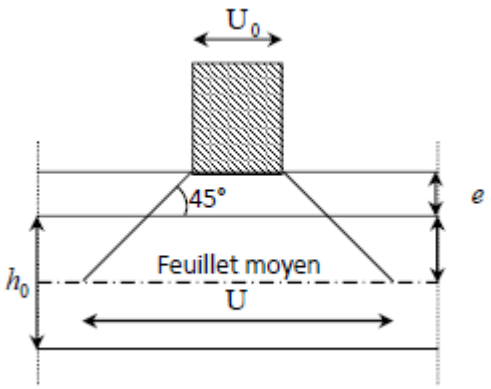


Figure III.17 : position du feuillet moyen

U et **V** cotés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$U = U_0 + 2.\left(\xi.e + \frac{h_0}{2}\right)$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : → **ξ= 1.0**

U_0= V_0=80 cm

U=U_0+2×1×0.05+0.15 = **1.05m**

V=V_0+2×1×0.05+0.15 = **1,05m**

$$V = V_0 + 2.\left(\xi.e + \frac{h_0}{2}\right)$$

$\frac{U}{Lx} = \frac{1.05}{2.2}$= 0.47 et $\frac{V}{Ly} = \frac{1.05}{2.4}$= 0.43

Après interpolation on aura :

M_1 = 0.11 et M_2 = 0.072

- **Etat limite ultime (ELU) :** ν =0

P_u = 1.35×80 = 108 KN.

M_{ux2}= P.M_1 = 108 x 0.11 = 11.88KN.m

M_{uy2}=P.M_2 = 108 x 0.072 = 7.77KN.m

- **Etat limite de service (ELS) :** ν =0.2

Ps = 80 KN.

M_{sx2}= Ps .(M_1+ ν M_2)=80x(0.11+0,2x0.072)=9,95KN.m
M_{sy2} = Ps. (M_2+ ν M_1)=80x(0,072+0,2x0,011)=5.93KN.m

- **Superposition des moments**

ELU:
Mux=M_{ux1}+M_{ux2}=13,62KN.m
Muy=Muy1 +Muy2 = 9,16KN m
ELS:
Msx=M_{sx1}+M_{sx2}=11,41KN.m
Msy=Msy1+Msy2 = 7,19KN.m

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calcules (sur appuis et en travée).

En travée :

M_x^t= 0.75 x M_x = 0.75 x 13,62 = 10.12 KN.m

M_y^t= 0.75 x M_y= 0.75 x 9.16 = 6.87 KN m

En appuis :

M_x^a= 0.5M_x = 0.5x 13.62= 6.81 KN.m
M_y^a=0.5 M_y =0.5x 916 =4.58 KN.m

III.6.3 Ferraillage du panneau:

Le calcul se fera en flexion simple, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inferieur.

Nous considérons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée (dx = 13cm et dy = 12cm).

$$\mu = \frac{M^U}{bd^2 f_{bu}}; \qquad f_{bu}=\frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{10.12 * 10^3}{100 * 13^2 * 14.17} = 0.042 < \mu_l \rightarrow As' = 0$$

μ=0.042 ⇒ β=0.979 (tableau 6)

$$As = \frac{M_x^t}{\beta d^2 \sigma_{st}} = \frac{10.12}{0.979 * 13 * 348} = 2.28 \text{ cm}^2$$

On opte pour At = 4HA10/ml = 3.14cm² avec St = 25cm

Tableau III.12. : Calcul de ferraillage à l'ELU

Zone	Sens	Mu(kN.m)	μ	β	A (cm^2)	Adoptée (cm^2/ml)	Espacement
En travée	**X-X**	10.12	0.042	0.979	2.28	4HA10=3,14	25 cm
Sur appuis	**X-X**	6.81	0.027	0.987	1.52	4HA08=2,01	25 cm
En travée	**Y-Y**	6.87	0.028	0.986	1.54	4HA10=3,14	25 cm
Sur appuis	**Y-Y**	4.58	0.019	0.991	1.02	4HA08=2,01	25 cm

III.6.4 Vérifications :

- **Espacements des armatures :**

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Direction principale :

St ≤min(2.h;25cm)

e = 25cm……**….....**Condition Vérifiée

Diamètre maximal des barres:

$\Phi_{max} \leq$ h/10 =150/10 =15mm.

Φ= 10mm ≤ 15 mm.....**....**Condition Vérifiée

- **Condition de non fragilité :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence , qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, W= 0,8‰, W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

- **Direction principale :**

Wx= W× (3 −ρ)/2 = 0.0008× (3-0.80)/2 =0.00088.

Amin = Wx×b×h = 0.00088×100×15= **1.32cm² < 3,14cm²**

Amin < Axt**.**.....….....Condition Vérifiée.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

Au milieu de U:

$T_u = \frac{P}{3 \times V} = \frac{108}{3 \times 1.05}$= 34.28 KN

Au milieu de V :

$T_u = \frac{P}{3\times(U+V)} = \frac{108}{3\times(1.05+1.05)}$= 25.71 KN

$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{34.28}{1*0.13}$ = 263.69KN/m^2 = 0.26 Mpa $< 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ = 1.167 Mpa

$\tau_u \leq \bar{\tau}$ Condition Vérifiée**.**

- **Vérification à l'état limite de service :**

Les moments à l'ELS :

En travée :

M_x^t= 0.75 x M_x = 0.75 x 11.41 = 8.6KN.m

M_y^t= 0.75 x M_y= 0.75 x 7.19=5.39 KN m

Sur appuis :

M_x^a= 0.5x M =0.5x 11.41=5.7 KN.m

M_y^a=0.5 M = 0.5x 7.19= 3.59 KN.m

Tableau III.13 :Le ferraillage à l'ELS

Zone	Sens	Mser(kN. m)	μ	β	A (cm^2)
En Travée	**X-X**	8.6	0.035	0.982	1.93
Sur appuis	**X-X**	5.7	0.023	0.988	1.27
En Travée	**Y-Y**	5.39	0.022	0.989	1.32
Sur appuis	**Y-Y**	3.59	0.014	0.993	0.79

D'après les résultats de ferraillage à l'ELS données dans le tableau III. On conclut que l'ELU est déterminant.

III.6.5 Schéma de ferraillage : on a le même ferraillage dans les deux sens

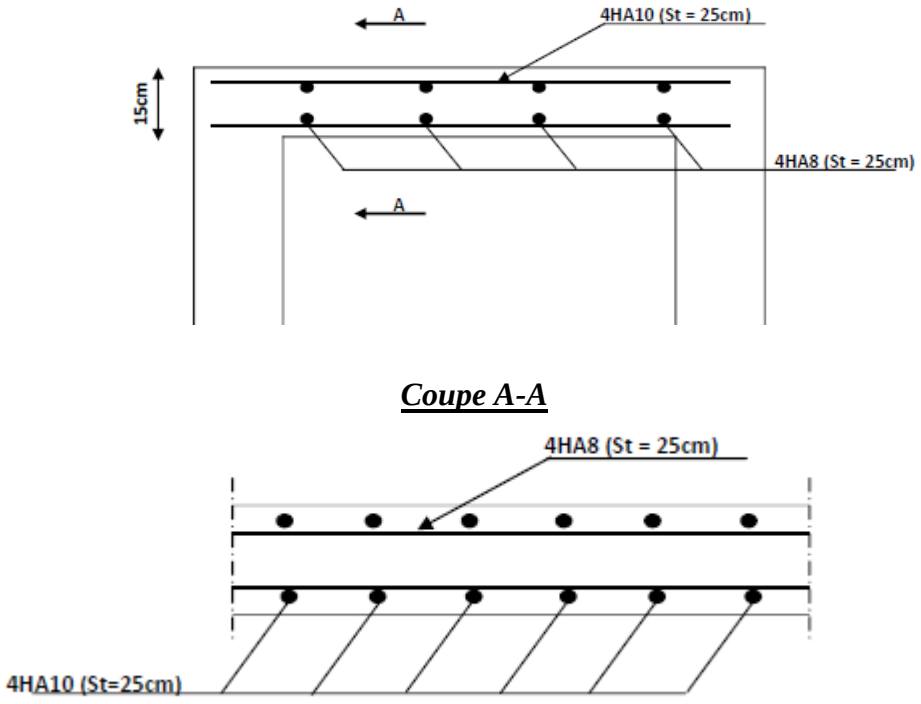


Figure III.18 : Schéma de ferraillage de la dalle de la salle machine

Chapitre IV
Etude sismique

IV.1) Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

IV.2) Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3) Choix de la méthode de calcul :

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

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

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée à Sidi bel abbés et classée dans la zone sismique **I**, groupe d'usage **02**.

Nous avons utilisé la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures **ROBOT Autodesk 2019.**

IV.4) Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Sidi bel abbés (**Zone I**), il sera classé en '**Groupe2**'.

IV.4.1) Classification de site :

D'après l'article (**3.3 RPA99version2003**); les sites sont cassés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécanique des sols qui les constituent :

Caté-gorie	Description	q_c(MPA) (c)	N (d)	p_l(MPA) (e)	E_p(MPA) (e)	q_u(MPA) (f)	V_s(m/s) (g)
S1	Rocheux (a)	-	-	> 5	> 100 -	> 10	≥800
S2	Ferme	> 15	> 50	> 2	> 20	> 0.4	≥400 < 800
S3	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	≥200 < 400
S4	Très Meuble ou Présence de 3 m au moins d'argile molle (b)	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥100 < 200

Figure IV.1 **:** Classification des sites.

(a) : La valeur de la vitesse de l'onde de cisaillement du rocher doit être mesurée sur site ou estimée dans le cas d'un rocher peu altéré. Les roches tendres ou très altérées peuvent être classées en catégorie S2 dans le cas où Vs n'est pas mesurée. Le site ne peut être classé dans la catégorie S1 s'il existe plus de 3 m de sols entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations superficielles.

(b) : L'argile molle est définie par un indice de plasticité Ip >20, une teneur en eau naturelle Wn 40%, une résistance non drainée Cu < 25 kPa et une vitesse d'ondede cisaillement Vs < 150 m/s.

*) **Remarque** : A défaut d'étude appropriée il est permis de considérer le site S3

Alors que notre structure est constituée dans un site de **catégorie S3** (site Meuble) d'après le RPA99 et le rapport de sol.

IV.5) Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.5.1) Principe:

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

IV.5.2) Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliqué.

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

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

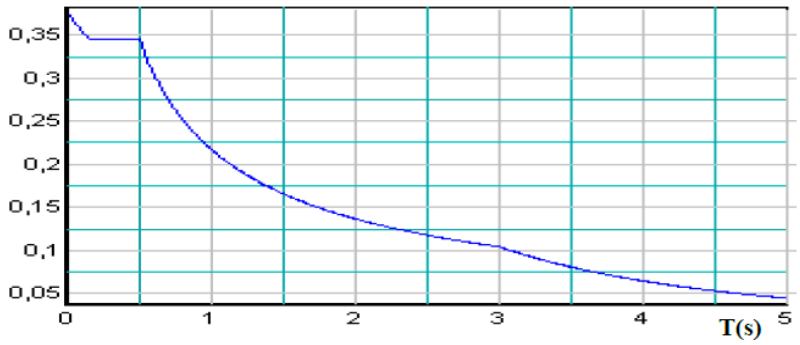


Figure IV.2 : Spectre de réponse.

IV.5.3) Détermination des paramètres du spectre de réponse:

- **Coefficient d'accélération A :**

Zone I, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya de Sidi bel abbés : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,10**

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système 4a de contreventement en portique et par des voiles en béton armé (mixte). Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

- **Facteur de qualité Q:** (Formule **4.4 de RPA2003**)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

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

P : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non ".
Sa : valeur est donné par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003).**

Donc : Q = 1+ (0+0.05+0.05+0+0.05+0.1)=1.25

- **Facteur d'amplification dynamique RPA99**

Le facteur d'amplification dynamique est en fonction du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période (T) fondamentale de la structure. Il calé à un palier horizontal pour les faibles périodes.

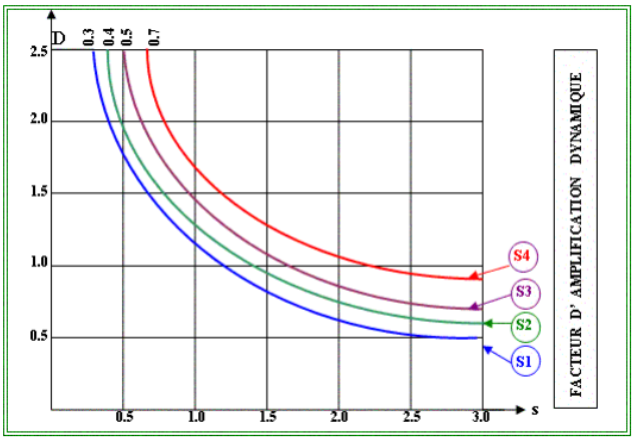


Figure IV.3 **:** Abaque de facteur d'amplification dynamique RPA99

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

T2 : période caractéristique associée a la catégorie du site.
η: facteur de correction d'amortissement (formule **4.3 de RPA2003**)

$$\eta = \sqrt{7/(2+\varepsilon)} \ge 0.7$$

Pour un site meuble **S3** on a $\mathbf{T_2}$**=0.5 s** et $\mathbf{T_1}$**=0.15 s**

Où ε est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif (tableau 4.2 de RPA2003) ; $\boldsymbol{\varepsilon}$ **= 7** (béton armé, remplissage dense).

$\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0.882 \ge 0.7$ …… cv

IV.5.4) Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.
Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont:

$$\mathbf{T=min}\begin{cases} T = 0{,}09\dfrac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{\,3/4} \end{cases}$$

$\mathbf{C_T}$**=0.07** (Contreventement assuré par des voiles en béton armé)
$\mathbf{h_N}$: Hauteur mesurée en mètre à partir de la structure jusqu'au dernier niveau.
⇒ 31.08m
D : est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

Dx =22.85 m, Dy = 18.60 m

Selon x-x :

$$T_{min} \Rightarrow \begin{cases} Tx = 0.09 * \frac{31.08}{\sqrt{22.85}} = 0.58s \\ T = 0.07 * (31.08)^{3/4} = 0.92s \end{cases}$$

T_{min} = (0.58s, 0.92s) =0.58s

Selon y-y :

$$T_{min} \Rightarrow \begin{cases} Ty = 0.09 * \frac{31.08}{\sqrt{18.6}} = 0.65s \\ T = 0.07 * (31.08)^{3/4} = 0.92s \end{cases}$$

T_{min}= (0.65s, 0.92s) =0.65s

Donc $T_{empirique}$ déterminé par la formule est :

Tx =0.58s $\Rightarrow$ 1.3 $T_{empirique}$ = 0.75s

Ty= 0.65s $\Rightarrow$ 1.3 $T_{empirique}$ = 0.85s

IV.5.5) Modélisation:

L'étude de la structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions. Le modèle adopté comporte dix niveaux, avec un encastrement à la base. Après une simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement), on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99 Version 2003.

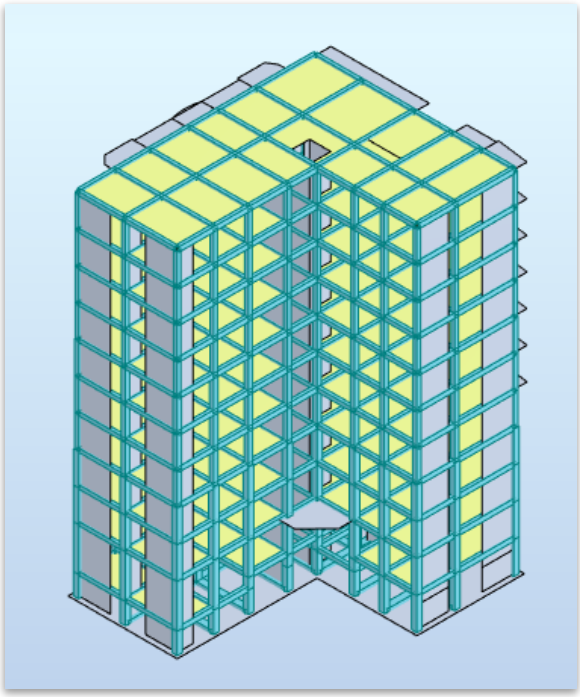


Figure IV.4 : Vue en 3D de structure

IV.5.6) Interprétation des résultats de l'étude dynamique donnés par ROBOT :

- **Disposition des voiles**

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles – portiques)
On a opté ainsi à la disposition pour la suivante.

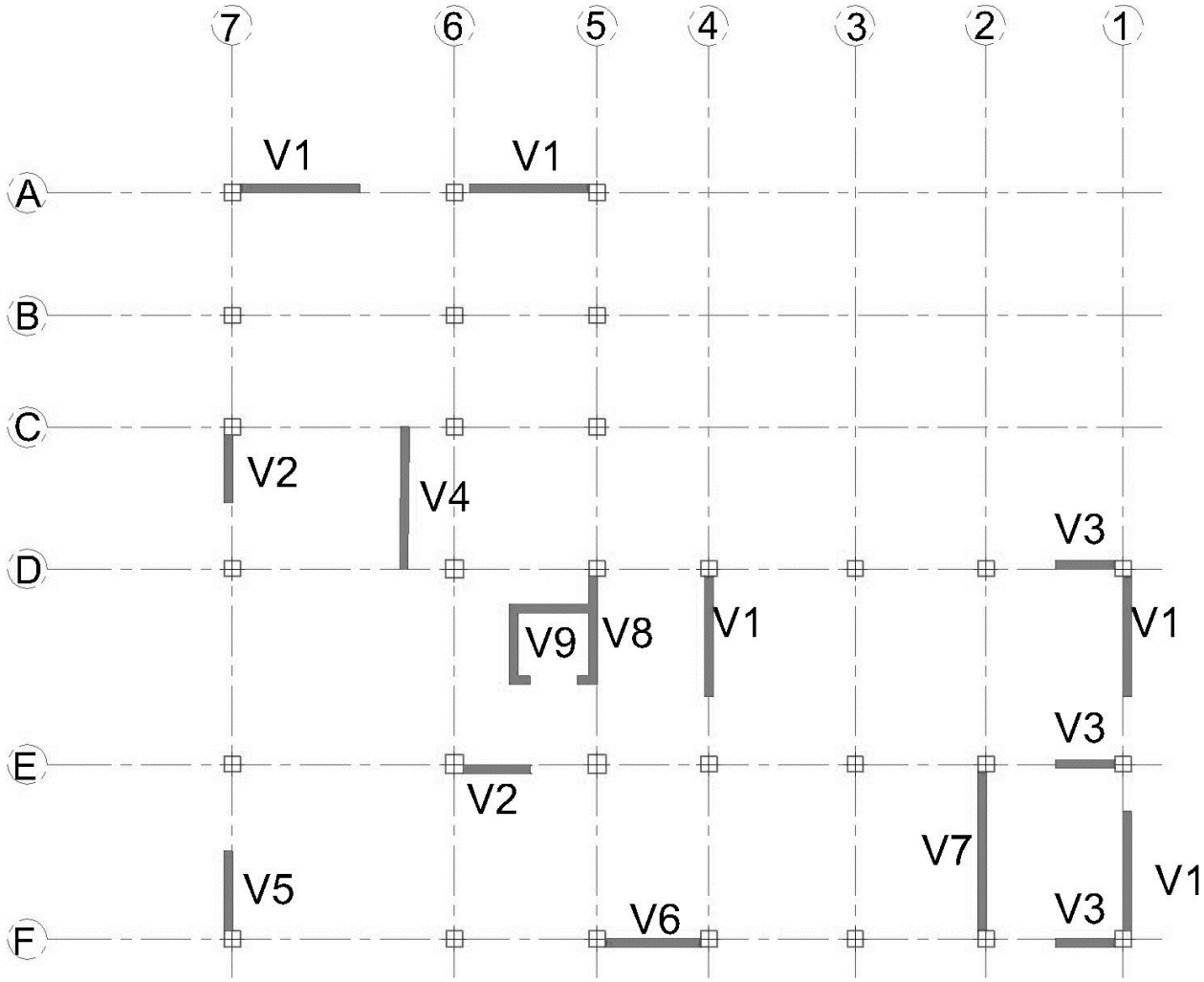


Fig IV.5: Disposition des voiles.

- **Modes de vibrations et taux de participation des masses**

D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme de masses modales effectives pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
Les résultats obtenus pour les 30 modes de vibration sont illustrés dans le tableau ci-après.

Tableau IV.1 : Taux de participation des masses

Cas/mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse modale UX [%]	Masse modale UY [%]	Tot.Masse(KG) UX=UY
3/1	0.74	9.96	46.71	9.96	46.71	2498900.41
3/2	0.66	69.08	57.55	59.11	10.84	2498900.41
3/3	0.46	70.77	68.64	1.7	11.09	2498900.41
3/4	0.33	70.89	69.54	0.12	0.9	2498900.41
3/5	0.26	71.03	70.33	0.14	0.8	2498900.41
3/6	0.22	72.35	77.19	1.32	6.86	2498900.41
3/7	0.21	82.2	77.43	9.85	0.24	2498900.41
3/8	0.2	84.2	78.57	2	1.14	2498900.41
3/9	0.17	84.61	78.58	0.41	0.02	2498900.41
3/10	0.16	84.65	82.95	0.04	4.37	2498900.41
3/11	0.14	84.93	83.65	0.28	0.7	2498900.41
3/12	0.13	86.26	83.68	1.33	0.03	2498900.41
3/12	0.13	86.3	83.96	0.04	0.29	2498900.41
3/14	0.12	86.35	84.71	0.05	0.75	2498900.41
3/15	0.11	86.56	85.12	0.21	0.41	2498900.41
3/16	0.11	86.7	87.77	0.14	2.65	2498900.41
3/17	0.11	87.18	87.82	0.48	0.05	2498900.41
3/18	0.1	87.29	87.83	0.11	0.01	2498900.41
3/19	0.1	89.23	87.97	1.94	0.14	2498900.41
3/20	0.1	89.28	87.97	0.05	0	2498900.41
3/21	0.1	89.36	88	0.08	0.02	2498900.41
3/22	0.09	89.38	88	0.02	0	2498900.41
3/23	0.09	89.41	88.02	0.03	0.02	2498900.41
3/24	0.09	89.41	88.25	0	0.24	2498900.41
3/25	0.09	89.41	88.46	0	0.21	2498900.41
3/26	0.09	89.82	88.46	0.41	0	2498900.41
3/27	0.08	90.13	88.69	0.3	0.22	2498900.41
3/28	0.08	90.13	88.88	0.01	0.2	2498900.41
3/29	0.08	90.13	88.92	0	0.04	2498900.41
3/30	0.08	90.21	89.01	0.08	0.09	2498900.41

Les résultats inscrits dans le tableau ci-dessus ont été obtenus à l'aide de logiciel **Robot structural analysis**

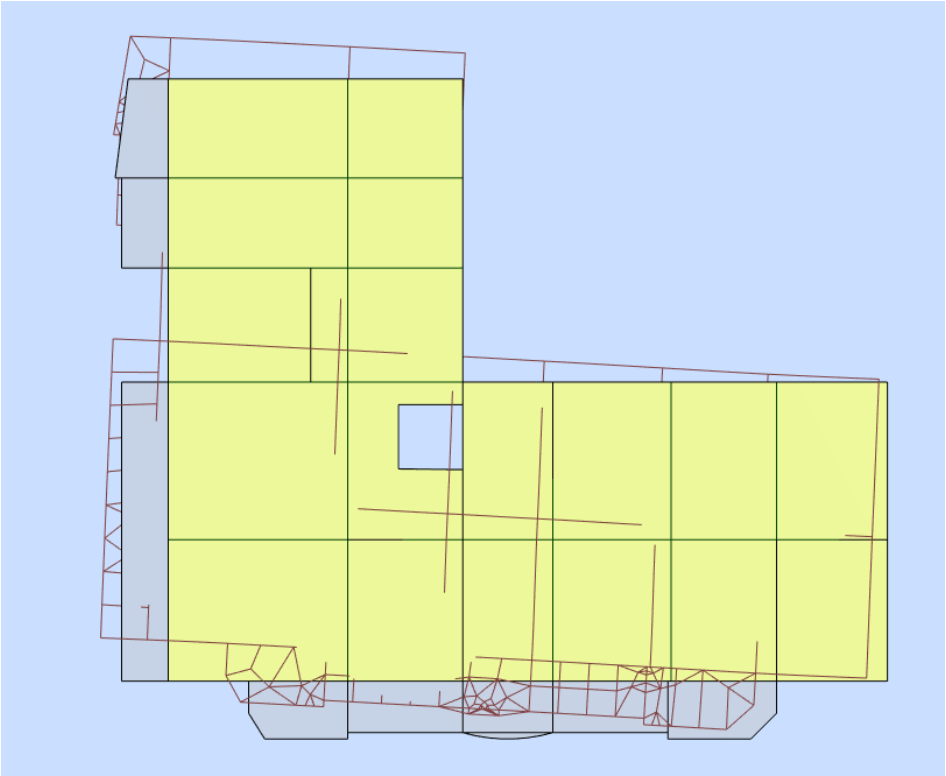


Figure VI.6 : 1er mode de vibration (translation selon y).

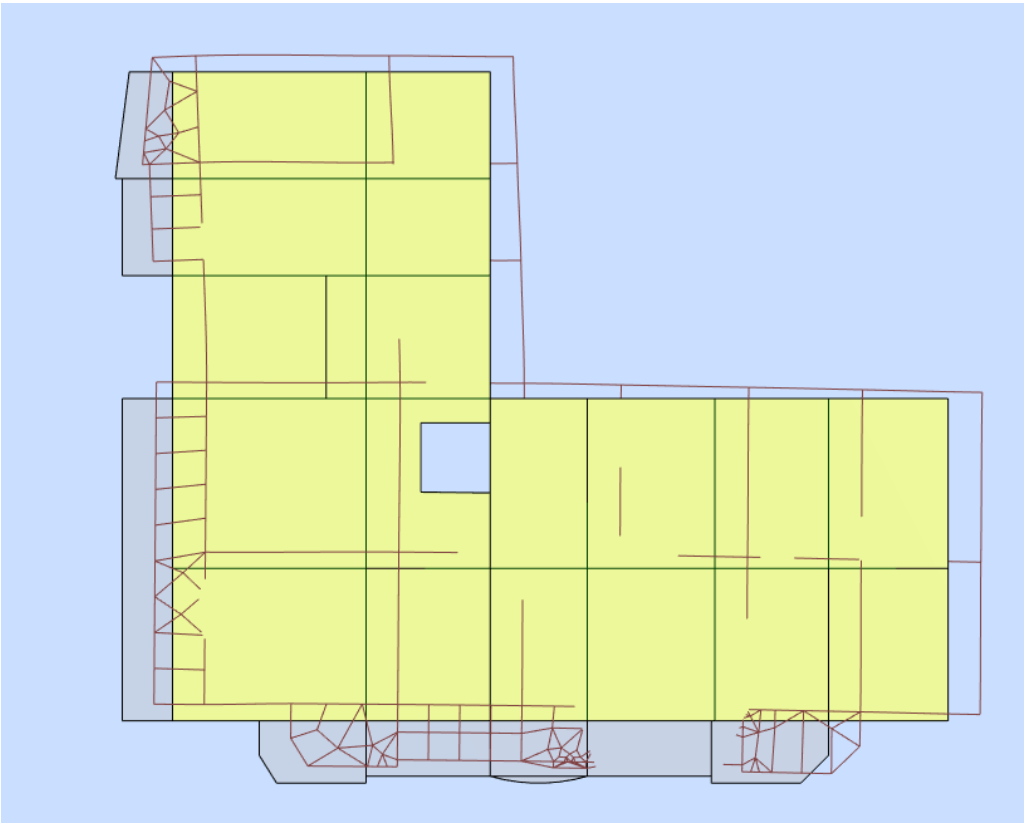


Fig VI.7 : 2eme mode de vibration (translation selon x).

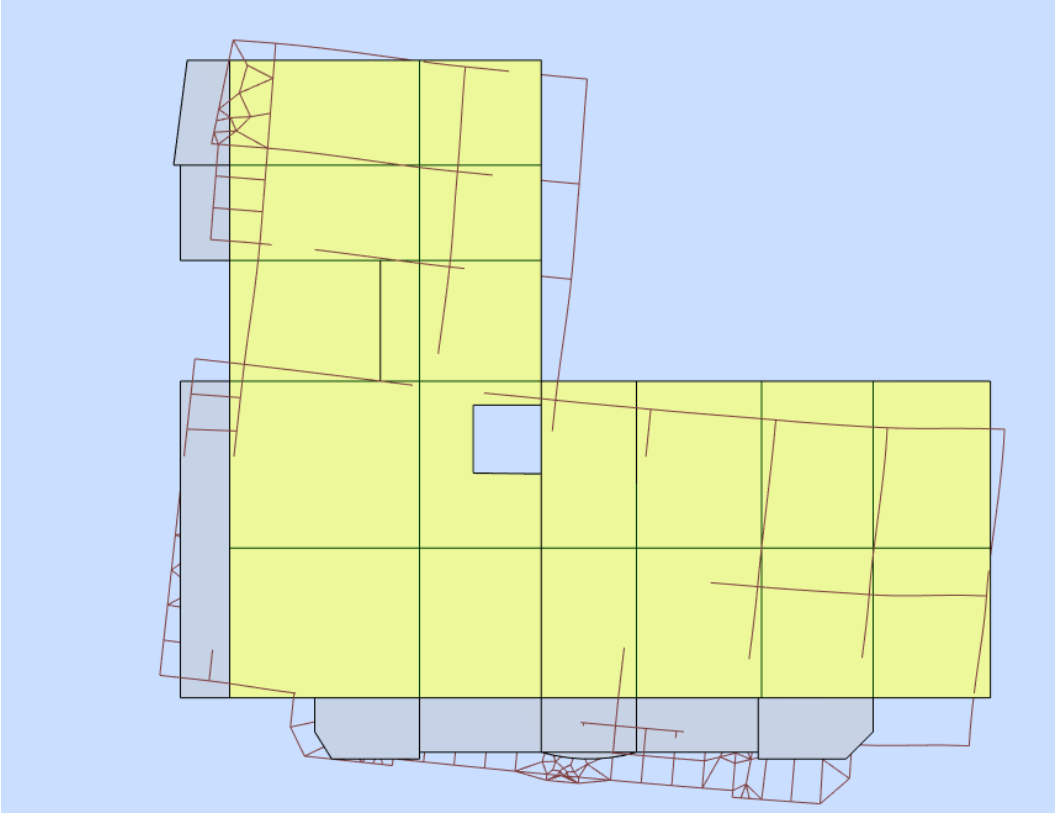


Figure VI.8 : 3eme mode de vibration (torsion).

Remarque

Les RPA (Règle Parasismique Algériennes) exigent d'avoir une translation pure dans les deux premiers modes de vibration pour assurer la stabilité de la structure tout en respectant le critère économique.

- **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des 1ères vérifications préconisées par le « RPA99 / 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V_t<0,8V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,…..) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

- **Calcul de l'effort sismique par la méthode statique équivalente**

D'après l'article 4.2.3, la force sismique totale V, appliquée à la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Dans les deux cas on a D= $2.5\eta\ (^{T_2}/_{T})^{2/3}$

x-x : $0.58s \leq 0.66s \leq 0.75$s T= $T_{empirique}$⇒ T=0.58s

y-y : $0.65s \leq 0.74s \leq 0.85$s T= $T_{empirique} \Rightarrow$ T=0.65s

A	R	Q	D		W (KN)
			x-x	y-y	
0.1	5	1.25	1.99	1.47	24989

IV.6) Vérification des résultats sismiques :

La vérification de la résultante sismique en se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/2003 est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 :La vérification de la résultante sismique.

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st}(KN)	0.8 V_{st}	Observation
X-X	1307.92	1243.2	994.56	Verifieé
Y-Y	1160.87	918.34	734.67	Verifieé

Vérification des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

δ_k = R× δ_{ek} (Article 4.4.3)

δ_{ek}:Déplacement dû aux forces Fi (y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement(R=5).

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

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ (Article 5.10)

h_e: la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 :La vérification des déplacements

Etages	0.01 h_k (cm)	dr ux (cm)	Observation	dr uy (cm)	Observation
RDC	4.08	0.221	OK	0.353	OK
1	3	0.425	OK	0.342	OK
2	3	0.655	OK	0.396	OK
3	3	1.106	OK	0.894	OK
4	3	1.422	OK	0.576	OK
5	3	1.734	OK	0.568	OK
6	3	2.042	OK	0.564	OK
7	3	2.308	OK	0.512	OK
8	3	2.57	OK	0.489	OK
terrasse	3	2.805	OK	0.437	OK

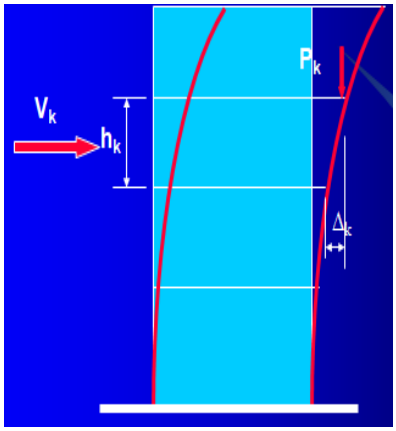
D'après les résultats ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs maximums des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$\Delta_{k\,max}$= 2.8 cm < 0.01 he = 3 cm

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

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

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0{,}10 \qquad \text{(Article 5.9)}$$



Avec

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation

associées au-dessus du niveau « k », calculés suivant

la formule suivante :

$$P_k = \sum_{i=k}^{n} (W_{Gi*} + \beta W_{qi})$$

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 ».

Tableau IV.3 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le Sens (x-x).

Etage	P	Δ	V	h	θ_k	verification
RDC	23366.56	0.221	1307.92	4.08	0.00968	verifieé
1	20452.78	0.425	1303.79	3	0.02222	verifieé
2	18423.05	0.655	1256.62	3	0.03201	verifieé
3	16393.33	1.106	1195.89	3	0.05054	verifieé
4	14074.76	1.422	1121.92	3	0.05946	verifieé
5	11756.18	1.734	1026.61	3	0.06619	verifieé
6	9437.61	2.042	920.2	3	0.06981	verifieé
7	7119.04	2.308	802.4	3	0.06826	verifieé
8	4769.28	2.57	664.03	3	0.06153	verifieé
9	2419.52	2.805	487.69	3	0.04639	verifieé

Tableau IV.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le Sens (y-y).

Etage	P	Δ	V	h	θ_k	verification
RDC	23366.56	0.353	1160.87	4.08	0.01742	verifieé
1	20452.78	0.342	1157.01	3	0.02015	verifieé
2	18423.05	0.396	1115.7	3	0.0218	verifieé
3	16393.33	0.894	1064.88	3	0.04588	verifieé
4	14074.76	0.576	1003.27	3	0.02694	verifieé
5	11756.18	0.568	920.62	3	0.02418	verifieé
6	9437.61	0.564	823.5	3	0.02155	verifieé
7	7119.04	0.512	710.96	3	0.01709	verifieé
8	4769.28	0.489	579.85	3	0.01341	verifieé
9	2419.52	0.437	420.98	3	0.00837	verifieé

$\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$ les effets du 2° ordre (ou effet P-D) peuvent être **négligés** dans le cas des bâtiments

Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton et cela sous les sollicitations d'ensembles dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{Bc \times f_{c28}} \leq 0,3 \qquad \text{(Article 7.4.3.1)}$$

N_d : Effort normal de calcul ;

B_c : L'aire brute du poteau.

Tableau IV.5 Vérification de l'effort normal réduit.

Etages	Section (cm2)	Nd (KN)	υ	Observation
RDC, N1 et N2.	45x45	2160.22	0.426	Non-verifieé
N3, N4 et N5.	35x35	1880.01	0.47	Non-verifieé
N6, N7, N8 et N9	30x30	1119.94	0.497	Non-verifieé

Donc on augmente les sections des poteaux :

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit après augmentation des sections.

Etages	Section (cm2)	Nd (KN)	υ	Observation
RDC, N1 et N2.	60x60	2160.22	0.24	verifieé
N3, N4 et N5.	50x50	1880.01	0.3	verifieé
N6, N7, N8 et N9	45x45	1119.94	0.22	verifieé

Calcul des joints sismique :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40mm$$

$\delta_1 \; et \; \delta_2$: Déplacements maximaux des deux blocs, calcules calcule selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellemem celles dues à la rotation des fondations.

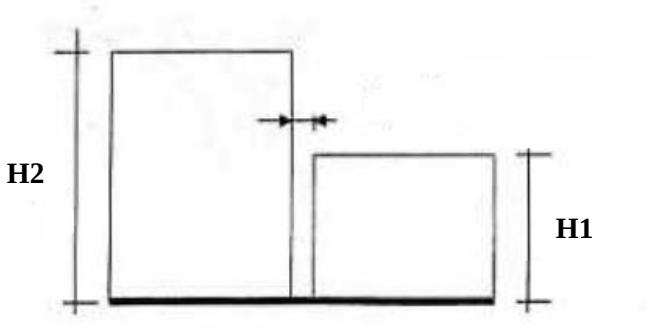


Figure VI.9: largeur minimale du joint sismique.

d_{min} = 15mm+(65+65) $\geq 40mm$ $\Rightarrow$ d_{min} = 145mm $\geq 40mm$ ……condition vérifieé

Donc la largeur de joint : **d_{min} = 150 mm**

Chapitre V ferraillage des éléments résistants

V.1 Introduction :

Ce chapitre présente le dimensionnement retenu et le ferraillage des éléments structuraux (poteaux ; poutres et voiles), les différentes sollicitations (combinée à l'aide du logiciel Robot structural analysis) qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse sismique de la structure.

V.2 Calcul des poteaux :

Le ferraillage des poteaux est calculé en flexion composée déviée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans logiciel **Autodesk robot** :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q+EX
- G+Q-EX
- G+Q +EY
- G+Q -EY

V.2.1 Recommendations du RPA 2003

Armatures longitudinales:

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimum est de 0.7% b x h en zone I.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone I)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par h' et l' figure :
  h'= Max(he/6,b1,h1 ,60cm) ; l' = 2h
  he : Hauteur d'étage.
  b1, h1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 Version 2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section (cm2)	A_{min} (cm2)	A_{max} (cm2) Zone courante	A_{max} (cm2) zone de recouvrement
RDC, 1er et 2éme étages	60x60	25.2	108	216
3 éme ,4 éme et 5 éme étages	50x50	17.5	75	150
6 éme ,7 éme 8 éme et 9 éme étages	45x45	14.17	60.75	121.5

Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées avec cette formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$ (Article.7.4.2.2)

Vu : Effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : Espacement entre les armatures transversales telle que :

$t \leq min(10\emptyset_l, 15cm)$ Dans la zone nodale (zones critiques)

$t \leq 15\emptyset_l$ Dans la zone courante

$\emptyset_l$: Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

ρ =2.5 si $\lambda_g \geq 5$

ρ =3.75 si $\lambda_g < 5$ (λ_g élancement géométrique).

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{\tau \times b_1}$ en pourcentage est :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$

0.8% si $\lambda_g < 3$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10∅

λ_g est l'élancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{b_1} \; ou \; \frac{l_f}{h_1}\right)$

Avec b1 et h1, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f longueur de flambement du poteau.

V.2.2 Calcul du ferraillage:

Avant le calcul de ferraillage il faut vérifiée cette condition :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante: $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \, f_{c28}$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire ;

On prend le cas la plus défavorable : $\bar{\tau}_{bu}$= 1Mpa

τ_{bu} =0.53Mpa $<$ $\bar{\tau}_{bu}$= 1Mpa …… condition vérifiée

V.2.2 .1 Ferraillage longitudinale :

Les efforts sont extraits de logiciel robot et le ferraillage réalisé à l'aide de logiciel **EXPERT 2010**

Tableau V.2 : Sollicitations de calcul des poteaux

combinaison		Sollicitations	Sens X-X	Sens Y-Y
ELU	1.35G+1.5Q	N(KN)	1395.48	1395.48
		MY^{corr}(KN.m)	3.27	3.27
		MZ^{corr}(KN.m)	15.10	15.10
Situation accidentelle	G+Q+E	MY(KN.m)	36.25	44.39
		N(KN)	410.16	1256.89
		MZ^{corr}(KN.m)	23.48	35.42
	G+Q-E	MZ(KN.m)	3.92	39.25
		N(KN)	855.85	1150.39
		MY^{corr}(KN.m)	40.41	40.94

La combinaison la plus défavorable est : **G+Q-Ey**

Tableau V.3 : Les Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section (cm2)	A (cm2)	Amin (cm2)	A adopté (cm2)
RDC, 1er et 2éme étages	60x60	9.6	25.2	8HA 20 + 4 HA 16 = 28.65cm2
3 éme ,4 éme et 5 éme étages	50x50	8	17.5	12 HA 14 = 18.22cm2
6 éme ,7 éme 8 éme et 9 éme étages	45x45	7.2	14.17	8 HA 12 + 4 HA 14 = 15.21cm2

V.2.2 .2 Ferraillage transversale:

Tableau V.4: Les Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	RDC	1er et 2éme étages	3 éme ,4 éme et 5 éme étages	6 éme ,7 éme et 8 éme étage	terrasse
Section (cm2)	60x60	60x60	50x50	45x45	45x45
$\emptyset_l^{min}$ (cm)	1.6	1.6	1.4	1.2	1.2
l_f (cm)	285.6	210	210	210	210
λ_g	4.76	3.5	4.2	4.67	4.67
S_t zone nodale(cm)	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	20	20	20	20	20
ρ	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
V_u	22.88	16.83	16.83	16.83	16.48
A_t (cm2)	1.1	1.6	1.6	1.6	1.16
A_t^{min} (cm2)	3.6	3	3	2.7	2.7
Nombre de barres	5 HA 10	4 HA 10	4 HA 10	4 HA 10	4 HA 10
A_t adoptee (cm2)	3.14cm2	3.14cm2	3.14cm2	3.14cm2	3.14cm2

Vérifications

a) Vérification au flambement :

Selon le CBA93 (art B.8.2.1), Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis au flambement, l'effort normal ultime est définit comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que:

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq N_d \qquad \text{(Article B.8.4.1)}$$

α: Coefficient en fonction de l'élancement.

B_r : Section réduite du béton

As : Section d'acier prise en compte dans le calcul

l_f Longueur de flambement du poteau.

$$\alpha = \begin{cases} \dfrac{0.85}{1+0.2\times\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{.....si } \lambda < 50 \\ 0.6\times\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{.....si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C (60x60), avec une longueur de l_0 =4.08m et un effort normal égal à : 2160.22 KN.

Lf = 0.7*4.08 = 2.856m (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\dfrac{I}{B}} = 0.22$ m (Rayon de giration).

$\lambda = \dfrac{l_f}{i} =$ 13 < 50 ⇒ α=0.826

Br= $(a-2)^2 = (60-2)^2 = 3364cm^2$

$Nu^{=} 0.826\left(\dfrac{0.3364\times25}{0.9\times1.5}\right) + 25.2\times 10^{-4}\,\dfrac{400}{1.15} = 6.02MN$

On a Nd = 2.16 MN < Nu=6.81KN …… Condition vérifiée

Tableau V.5 : Vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm2)	l_0(cm)	lf (cm)	λ	α	As (cm2)	Br (cm2)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs
RDC	60x60	408	285.6	13	0.826	25.02	3364	6.02	2.16	Verifieé
1er et 2éme étage	60x60	300	210	13	0.826	25.2	3364	6.02	2.16	Verifieé
3 éme ,4 éme et 5 éme étage	50x50	300	210	11.7	0.831	17.5	2304	4.15	1.88	Verifieé
6 éme ,7 éme 8 éme et 9 éme étage	45x45	300	210	13.12	0.826	14.17	1849	3.32	1.12	Verifieé

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 version 2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$ $\overline{\tau_u} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec: $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & si\ \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

Tableau V.6 : Vérification du cisaillement des poteaux

Niveau	Section (cm2)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_u}$	Obs
RDC	60x60	4.76	0.04	55	1293.84	0.39	1	Verifieé
1er et 2éme étage	60x60	3.5	0.04	55	1182.84	0.35	1	Verifieé
3 éme ,4 éme et 5 éme étage	50x50	4.2	0.04	45	981.45	0.43	1	Verifieé
6 éme ,7 éme 8 éme et 9 éme étage	45x45	4.67	0.04	40	517.54	0.28	1	Verifieé

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\begin{cases} h' = max\left\{\frac{h_e}{6}\ ; b\ ; h\ ; 60\ cm\right\} = max\{68\ cm\ ; 60\ cm\ ; 60\ cm\ ; 60\ cm\} = 68\ cm. \\ L' = 2h = 120\ cm. \end{cases}$$

Tab V.7 : Les longueurs de zone nodale dans chaque poteau

Niveau	Section (cm2)	h'(cm)	L'(cm)
RDC	60x60	68	120
1er et 2éme étage	60x60	60	120
3 éme ,4 éme et 5 éme étage	50x50	60	100
6 éme ,7 éme 8 éme et 9 éme étage	45x45	60	90

Schéma de ferraillage :

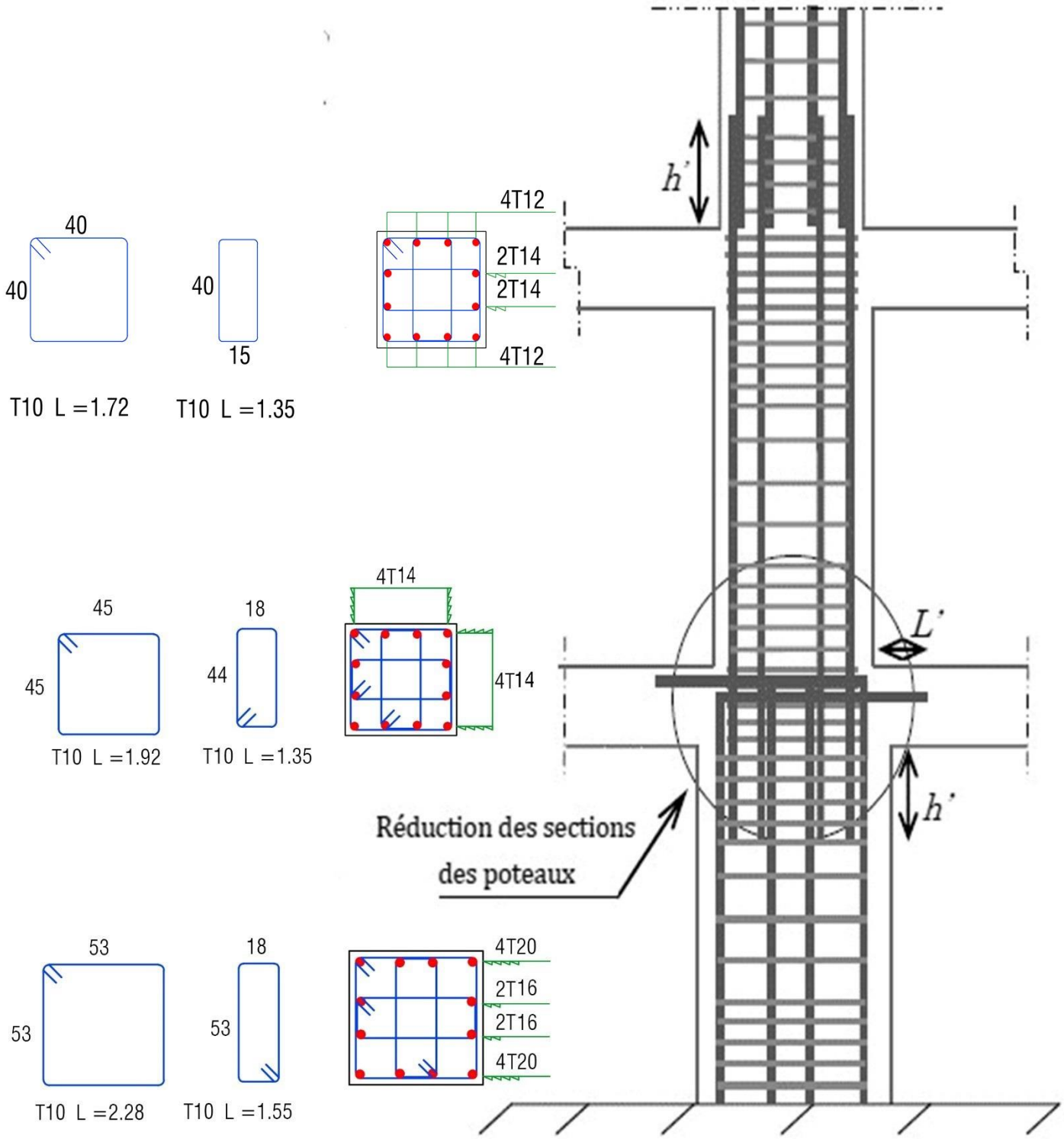


Figure V.1 : Schéma de ferraillage des poteaux

V.3 Calcul des poutres:

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant ;
- Effort tranchant ;
- Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé; donc le ferraillage se fera en flexion simple.

Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferraillage se fera à l'ELU sous les deux Situations suivantes :

- Situation durable selon CBA (1.35G+1.5Q) ;
- Situation accidentelle selon le RPA99/2003 (G+Q±E ; 0.8G± E).

Tableau V.8 : Sollicitations de calcul des poutres

Niveau	Type	Section (cm2)	En Appuis		En Travée	
			M_{ELU}(KN.m)	**M_{ELS}(KN.m)**	**M_{ELU}(KN.m)**	**M_{ELS}(KN.m)**
RDC à 8 éme	**PP**	30*45	-143.26	-103.81	68.14	49.43
	PS	30*35	-61.75	-44.6	48.04	34.69
Terrasse	**PP**	30*45	-151.10	-110.45	77.91	57.08
	PS	30*35	-49.78	-35.54	36.53	26.21

V.3.1 Calcul du ferraillage

V.3.1 .1 Ferraillage longitudinale :

Les résultats de calcul du ferraillage longitudinal sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.9: Ferraillage des poutres.

Niveau	Ferraillage	Type	Section (cm2)	position	Acal (cm2)	Amin (cm2)		Nbre de barres
RDC à 8 éme	**Type 1**	**PP**	30*45	Travée	4.8	1.46	6.75	6 HA 12 = 6.79cm2
				Appuis	10.8			6 HA 20 = 18.85cm2
		PS	30*35	Travée	4.5	1.12	5.25	3 HA 12 = 3.39cm2
				Appuis	5.9			3 HA 12 = 3.39cm2
Terrasse	**Type 2**	**PP**	30*45	Travée	5.6	1.46	6.75	6 HA 12 = 6.79cm2
				Appuis	11.5			6 HA 16 = 12.06cm2
		PS	30*35	Travée	3.4	1.12	5.25	3 HA 12 = 3.39cm2
				Appuis	4.7			3 HA 12 = 3.39cm2

Armatures transversale:

$\phi \leq \min\left(\phi\ ;\ \frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\right)$

- **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(1.2\ ;\ \frac{45}{35}\ ;\ \frac{30}{10}\right) = \min\left(1.2\ ;\ 1.29\ ;\ 3\right)$

  Donc on prend $\phi_t = 10mm \implies A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$

- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.2\ ;\ \frac{35}{35}\ ;\ \frac{30}{10}\right) = \min\left(1.2\ ;\ 1\ ;\ 3\right)$

  Donc on prend $\phi_t = 10mm \implies A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$

Calcul des espacements des armatures transversales Selon le RPA99 /2003 :

Zone nodale: $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{45}{4}; 12\phi\right) = \text{Min}\ (11.25; 12)cm$ soit : S_t= 10cm.

Poutres secondaires: $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{35}{4}; 12\phi\right) = \text{Min}\ (8.75; 12)cm$ soit : S_t= 10cm.

Zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Longrightarrow S_t$= 22.5 cm soit : S_t= 20 cm.

Poutres secondaires: $S_t \leq \frac{h}{2} \Longrightarrow S_t$ = 17.5 cm soit : S_t= 15 cm.

A_t^{min}= 0.003× $St \times b$ = $0.003 \times 20 \times 30 = 1.8\ cm^2 < A_t$ =3.14cm² ……..CV;

A_t^{min}= 0.003× $St \times b$ = $0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\ cm^2 < A_t$ =3.14cm² ……..CV.

Les longueurs de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est :

ϕ= 16mm : $l_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\ cm$ donc : l_r = 80cm ;

ϕ= 14mm : $l_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\ cm$ donc : l_r = 70cm ;

ϕ= 12mm : $l_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\ cm$ donc : l_r = 60cm .

Vérifications:

a-Vérification du pourcentage des armatures selon le RPA 99 :

- **Poutres principales :**

  En zone courante : $A_{max} = 4\%\ b \times h = 0.04 \times 30 \times 45$ =54cm² > A ……. Cv

  En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%\ b \times h = 0.06 \times 30 \times 45$ =81cm² > A ……. Cv

- **Poutres secondaires :**

  En zone courante : $A_{max} = 4\%\ b \times h = 0.04 \times 30 \times 35$ =45cm² > A ……. Cv

  En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%\ b \times h = 0.06 \times 30 \times 35$ =63cm² > A ……. Cv

b-Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$\boldsymbol{\tau} = \frac{V}{b \times d}$ Tel que : $\overline{\boldsymbol{\tau}} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5MPa\right)$

Tableau V.10:Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	Observation
Principales	93.3	0.69	3.33	Verifieé
Secondaires	142.6	0.13	3.33	Verifieé

c-Vérification à l'ELS :

1) L'État limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$ =15MPa

Calcul de y : y= $\frac{15(A_s + \text{As'})}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + \text{d'}.\text{As'})}{7.5(A_s + \text{As'})^2}} - 1\right]$

Calcul de I: I= $\frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d-y)^2 + \text{As'} \times (y - \text{d'})^2]$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	*position*	M_{ser}*(KN.m)*	I (cm4)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
Poutres Principales	Appuis	59.76	125892.9	13.38	6.35	15
	Traveés	31.08	161236.9	18.1	3.49	15
Poutres Secondaires	Appuis	59.36	59696.76	14.42	14.33	15
	Traveés	51.88	63391.55	15.52	12.7	15

3) évaluation de la flèche :

D'après le CBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots\dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

- Poutres principales :

  $\frac{45}{560} = 0.08 > 0.0625$ ……. Condition vérifiée

  $0.08 \geq \frac{31.08}{556} = 0.05$ …… Condition vérifiée

  $\frac{9.24\times10^{-4}}{0.3\times0.405} = 0.0076 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.011$ …….. Condition vérifiée

- Poutres secondaires :

  $\frac{35}{490} = 0.071 > 0.0625$ ……. Condition vérifiée

  $0.08 \geq \frac{51.88}{580} = 0.08$ …… Condition vérifiée

  $\frac{10.78\times10^{-4}}{0.3\times0.315} = 0.011 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.011$ …….. Condition vérifiée

Dispositions constrictives des armatures dans les poutres :

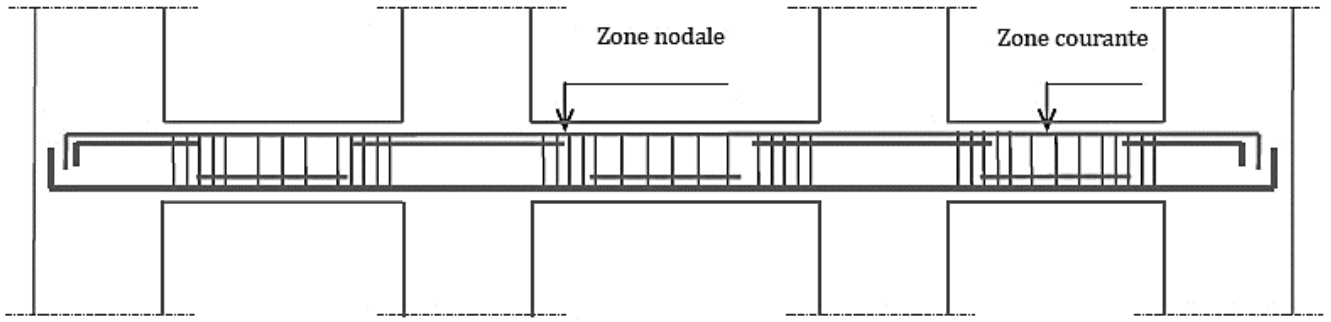


Figure V.2 : Dispositions constructive des armatures des poutres.

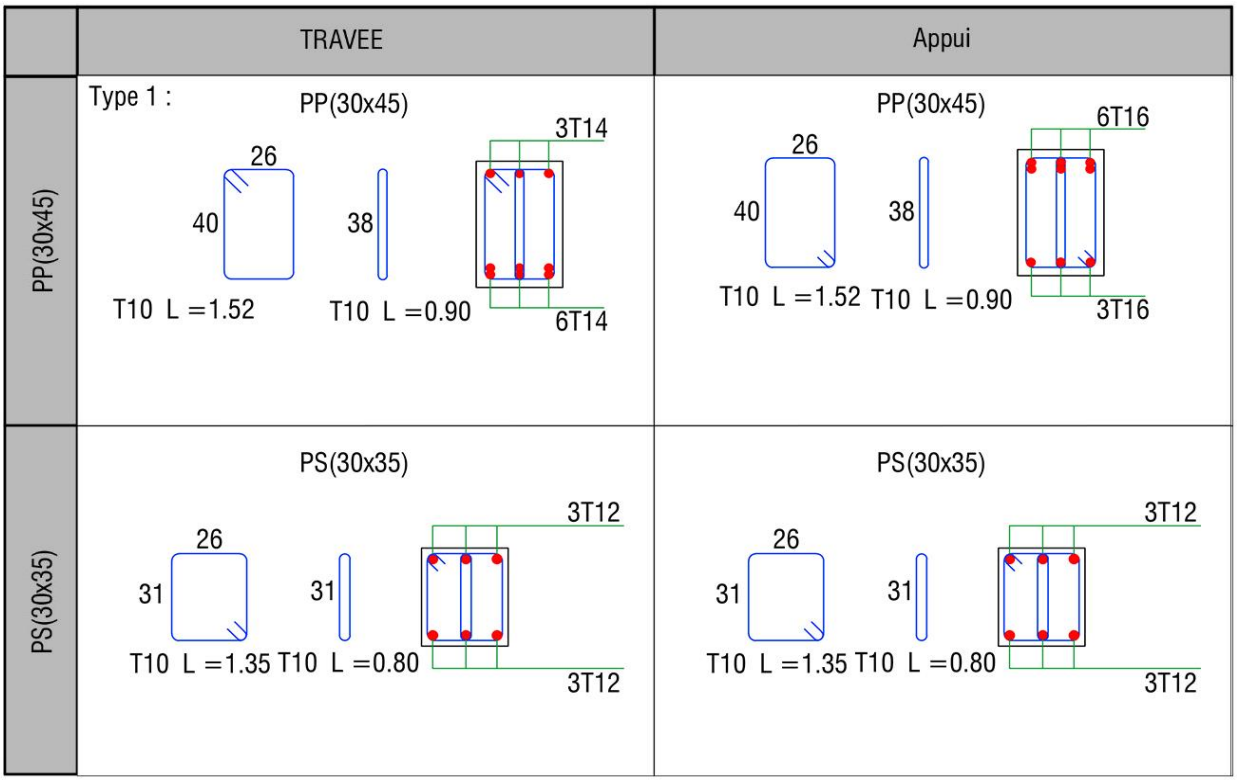


Figure V.3 : Ferraillage des poutres de type 1

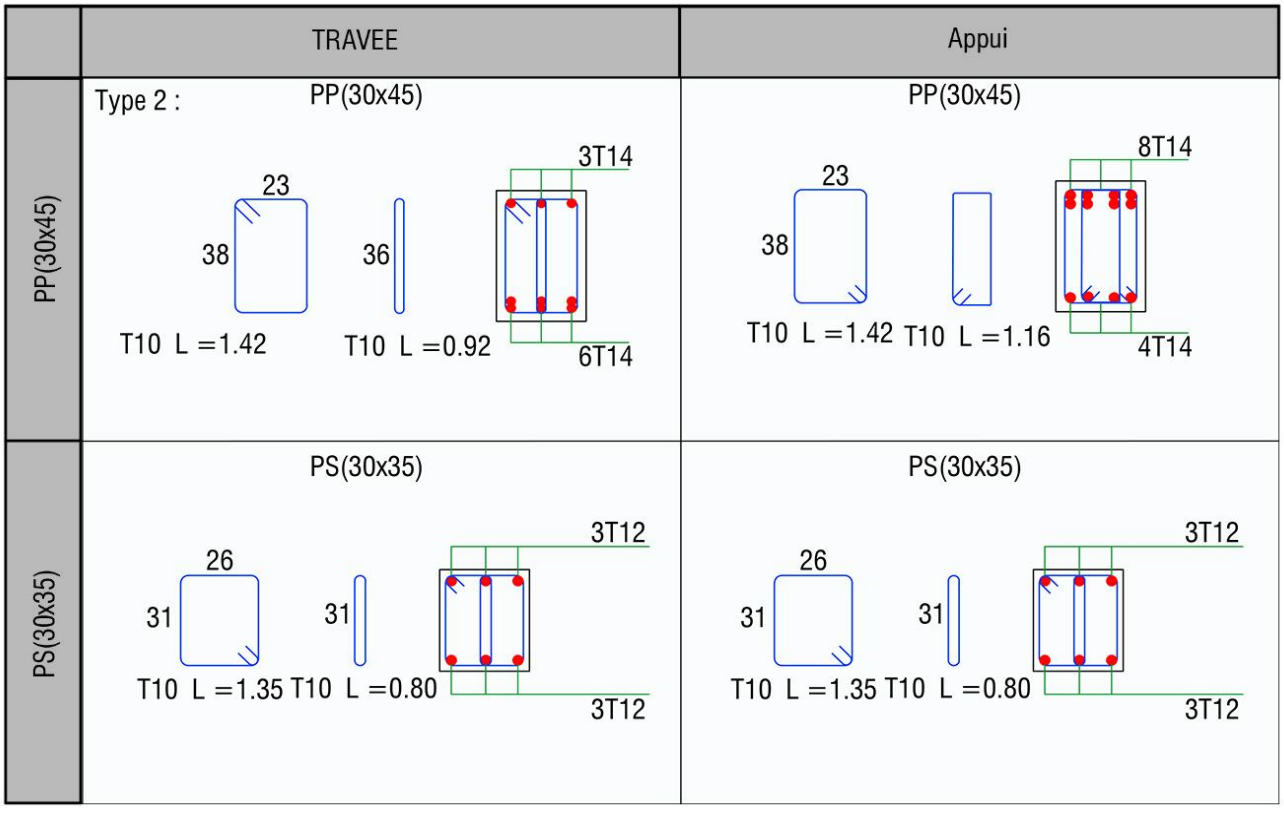


Figure V.4 : Ferraillage des poutres de type 2

V.4 Calcul des voiles :

V.4.1 Introduction :

Un voile en béton armé est une structures spatiales dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions.
Les voiles sont destinés à :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- Participer au contreventement. S'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau.
- Assurer une protection contre l'incendie.

Notre bâtiment comporte 8 types des voiles sont montrés dans la figure ci-dessous :

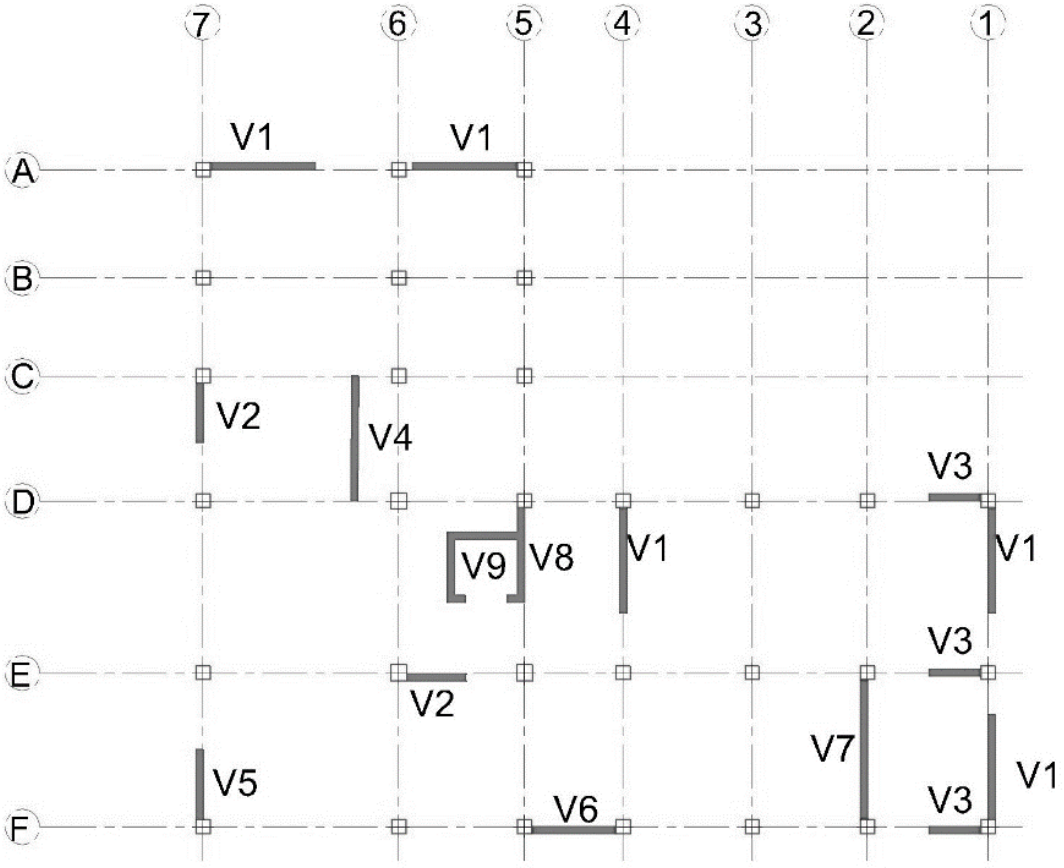


Figure V.4: Disposition des voiles.

V.4.2 Distribution des efforts (voiles-portique) :

Tableau V.12 Distribution des efforts sur les voiles.

	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		**Effort normal**
Etage	Tx	Ty	N
1	786.52	705.32	-14138.37
2	589.74	600.31	-8675.15
3	570.81	557.88	-7977.31
4	482.74	497.94	-7315.14
5	528.05	497.57	-7139.74
6	431	419.25	-6416.85
7	348.76	350	-5464.24
8	347.99	326.52	-4618.7
9	248.71	236.81	-3584.11
10	144.19	142.88	-2426.63

Tab V.13 Distribution des efforts sur les poteaux.

	Poteaux		
	Effort tranchant		**Effort normal**
Etage	Tx	Ty	N
1	165.74	76.39	-83103.6
2	361.24	180.14	-13628.72
3	356.04	202.24	-11527.52
4	409.66	233.98	-10242.64
5	318.14	197.51	-8470.98
6	348.23	222.1	-6989.17
7	350.03	225.66	-5737.08
8	257.18	171	-4377.91
9	245.75	168.54	-3207.8
10	215.41	152.11	-2132.76

TX $_{totale}$(KN)	952.45
TY $_{totale}$(KN)	780.95

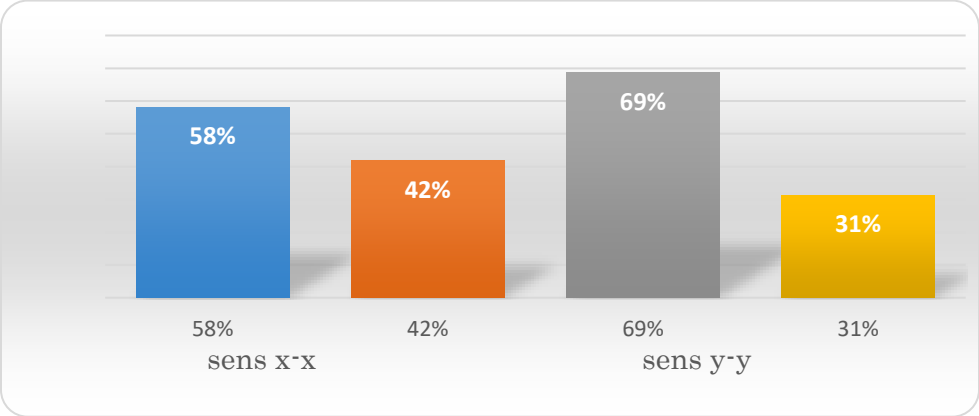
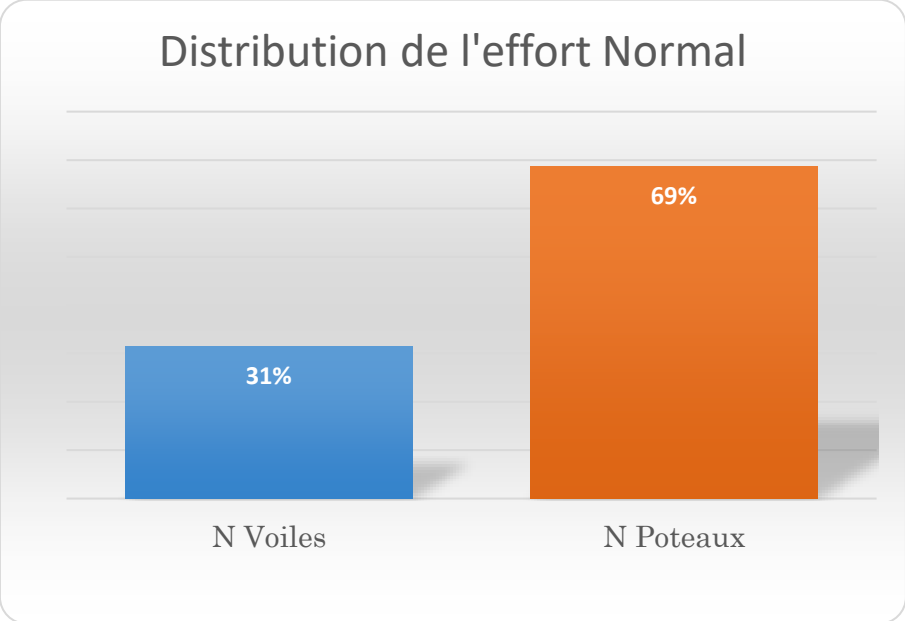


Figure V.5 Diagramme de distribution de l'éffort tranchant.



FigureV.6 Diagramme de distribution de l'effort Normal

V.4.3 Principe de calcul :

On détermine les armatures des voiles selon le règlement DTR(B.C.2.42) : le DTU (document technique unifié) Les voiles vont être calculés en flexion composée sous les combinaisons suivantes :

- Situation durable selon CBA (1.35G+1.5Q)
- Situation accidentelle selon le RPA99/2003 (G+Q±E ; 0.8G± E)

La section d'armature longitudinale sera vérifiée pour la partie tendue, puis généralisée sur toute la longueur du voile.

a)-Aciers verticaux: Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

A_{min} =0.2% × L_t × e

L_t : longueur de zone tendue.
e: épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ceinturées avec des cadres horizontaux avec t < e (enrobage).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de la moitié ($\frac{1}{2}$) sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.
Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

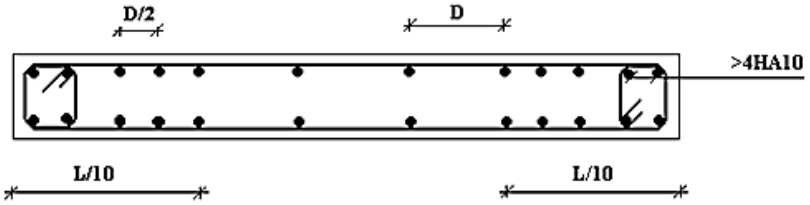


Figure V.7 Disposition des armatures verticales dans les voiles

Le pourcentage minimale des armateurs:

$$\rho_v = \frac{A_v}{a \times d} \geq \max \begin{cases} 0.001 \\ 0.0015 \times \frac{400\theta}{f_e}\left(3\frac{\sigma_u}{\sigma_{ulim}} - 1\right) \end{cases}$$

$\theta = 1$: Voile intermédiaire

$\theta = 1.4$ Voile de rive

Ou : $\sigma_u = \frac{N_u}{ad}$ $\sigma_{ulim} = \frac{N_{ulim}}{ad}$

Tel que : $N_{ulim} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s}\right]$

b)-Aciers horizontaux :
Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement.
Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur 10× Ø dans le cas où il existe des talons de rigidité (cage d'ascenseur).
Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m².

Le pourcentage minimale des armateurs : $\rho_h = \frac{A_h}{100 \times a} \geq \max \begin{cases} 0.001 \\ \frac{2}{3}\rho_v \end{cases}$

c)-Règles communes

Le pourcentage minimum d'armatures est donné :
- Globalement dans la section du voile 0.15%
-En zone courante (non tendue) 0.10%

On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
-L'espacement : St=min(1.5× e ; 30cm) avec e : épaisseur du voile.

V.4.4 Les efforts agissants sur les voiles :

les efforts sollicitant les voiles sont donnés par logiciel Robot, les plus défavorables entre eux sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Efforts dans les voiles.

Niveau	voile	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)
Du RDC jusqu'au 9éme étage	V1	3	894.3	61.84	20.87
	V2	1.7	1096	3.04	68.64
	V3	1.5	492	46.64	73.92
	V4	3.55	1975	89.06	79.86
	V5	2	1323	42.27	81.83
	V6	2.8	1786	96.32	47.45
	V7	4.4	1790	47.43	71.77
	V8	2.7	362.5	44.2	44.4

V.4.5 Calcul de ferraillage :

Avant le ferraillage deux vérifications doivent être faites aux niveaux I et II du mur : section I-I à mi-hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$

section II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{a}$

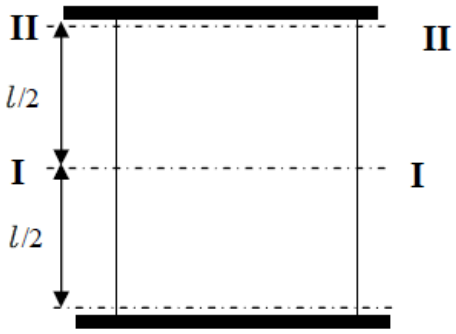


Figure.V.8 : Niveau de vérification des contraintes l'âme du voile

Tableau V.13 : Vérification section I-I à mi-hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$

section I-I à mi-hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$				
	d(m)	σ_u(Mpa)	σ_{ulim}(Mpa)	observation
V1	3	0.2	12.76	vérifieé
V2	1.7	0.35	13.68	Vérifée
V3	1.5	0.41	13.78	Vérifée
V4	3.55	0.14	12.27	Vérifée
V5	2	0.3	13.5	Vérifée
V6	2.8	0.22	12.93	Vérifée
V7	4.4	0.14	11.52	Vérifée
V8	2.7	0.22	13	Vérifée

Tableau V.14 : Vérification section II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{a}$

.

section II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{a}$				
	d(m)	σ_u(Mpa)	$\frac{\sigma_{ulim}}{a}$(Mpa)	observation
V1	3	0.2	0.638	vérifieé
V2	1.7	0.35	0.684	Vérifée
V3	1.5	0.41	0.689	Vérifée
V4	3.55	0.14	0.6135	Vérifée
V5	2	0.3	0.675	Vérifée
V6	2.8	0.22	0.6465	Vérifée
V7	4.4	0.14	0.576	Vérifée
V8	2.7	0.22	0.65	Vérifée

V.4.5.1 ferraillage verticale :

le ferraillage des voiles sur ROBOT à partir des descentes de charges déterminé dans la première partie de ce chapitre :

Exemple de calcul par la méthode des contraintes: on prend un voile de RDC **(20 cm x 300cm x 408cm)**

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

On utilise la méthode des contraintes la formule de NAVIER (la formule classique de la R.D.M):

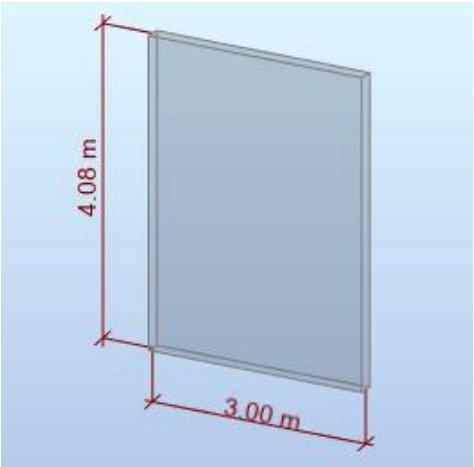
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.N}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.15} = 18.48\text{Mpa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.



V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
I : moment d'inertie.

Figure.V.9 Dimensions de voile considéré

On distingue trois cas :

1er cas :

Si :(σ_1 et σ_2) > 0 $\Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

A_{min} = 0,15.a.L

2ème cas :

Si : (σ_1 et σ_2)< 0 $\Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée".

On calcule la section des armatures verticales :

Av = Ft / fe ; on compare Av avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

3ème cas :

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Détermination des contraintes :

voile	L (m)	B(cm^2)	I(m^4)	V(m)	N (t)	M (t.m)
V1	3	0.6	0.002	1.5	89.43	6.184

$$\begin{cases} \sigma_1 = \dfrac{N}{A} + \dfrac{M \times V}{I} = \dfrac{89.43}{0.6} + \dfrac{6.184 \times 1.5}{0.002} = 153.6\, t/m^2 = 1.54\, MPA \\ \sigma_2 = \dfrac{N}{A} - \dfrac{M \times V}{I} = \dfrac{89.43}{0.6} - \dfrac{6.184 \times 1.5}{0.002} = 144.41\, t/m^2 = 1.44 MPA \end{cases}$$

On est dans le 1er cas donc la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue " le diagramme résultant est de la forme d'un trapèze.

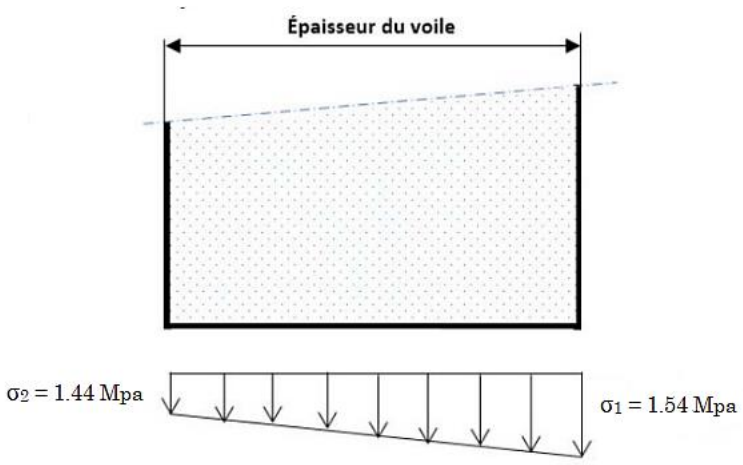


Figure V. 10 : le diagramme des contraintes résultant

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA99 (version 2003) on a :

$A_{min} = 0{,}15\%.a.L$

On calcule le ferraillage pour une bande de 1m :

$A_{min} = 0{,}15\%.a.1m$

$A_{min} = 0{,}15\%.20.100 = 3{,}00\ cm^2/ml$

Le diamètre :

$D \leq 1.a/10$ (mm)

$D \leq (1.200/10)$

$D \leq 20mm$

On adopte : D= 12mm

L'espacement :

-Selon le BAEL 91, on a :

$St \leq$ Min (2.a, 33 cm)

$St \leq$min (40 cm, 33 cm) $\Rightarrow$ $St \leq 33cm$..... (1)

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a:

$St \leq$ min ($1{,}5 \times a$; 30 cm)

$St \leq$min (30 cm, 30 cm) $\Rightarrow$ $St \leq 30$ cm..... (2)

De (1) et (2) : $St \leq \min (St_{BAEL} ; St_{RPA\ 99})$

$St \leq 30cm$

La section des armatures verticales (en deux nappes)

Soit **5T12 = 5.65cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

Calcul des armatures horizontales.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferraillage que les armatures verticales (En deux nappes) soit **5T12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4cm²/ml au moins ; on prend donc **4ϕ 6** par ml.

Vérification de la contrainte de cisaillement τb

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \dfrac{\overline{V}}{b_0\, d}$, D'où : $\overline{V} = 1.4\ T_{u\ calcul}$

Avec :

T_u : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, d = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute, h=408cm

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}05\, f_{c28}$ =1,25

$\boldsymbol{\tau_b} = \dfrac{1.4*20.87}{20*408*0.9}$ = 0.00398Mpa $< \boldsymbol{\bar{\tau}_b}$= 1.25Mpa ..... CV (pas de risque de cisaillement)

Disposition des armatures :

Armatures verticales

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On à St=20cm → St/2 = 10 cm<15 cm .....condition vérifiée.

L=300cm → L/10 = 30 cm

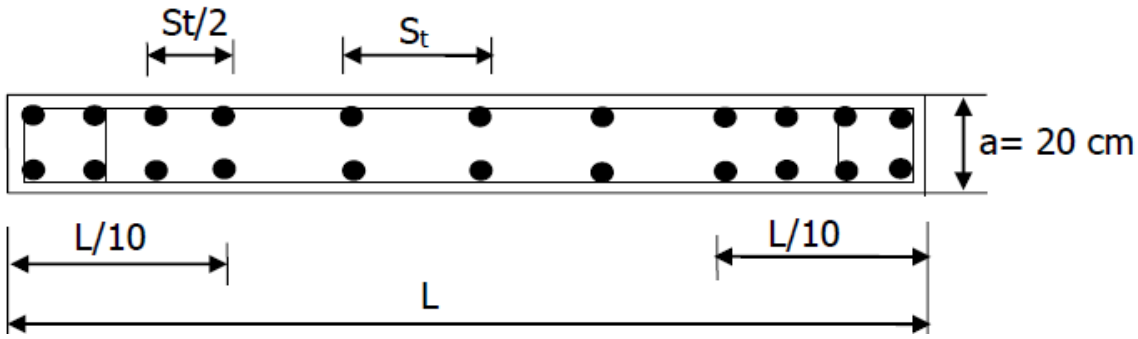


Figure V.11:Disposition des armatures verticales dans le voile.

Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ.

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur St ≤ min (1,5a; 30 cm)

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

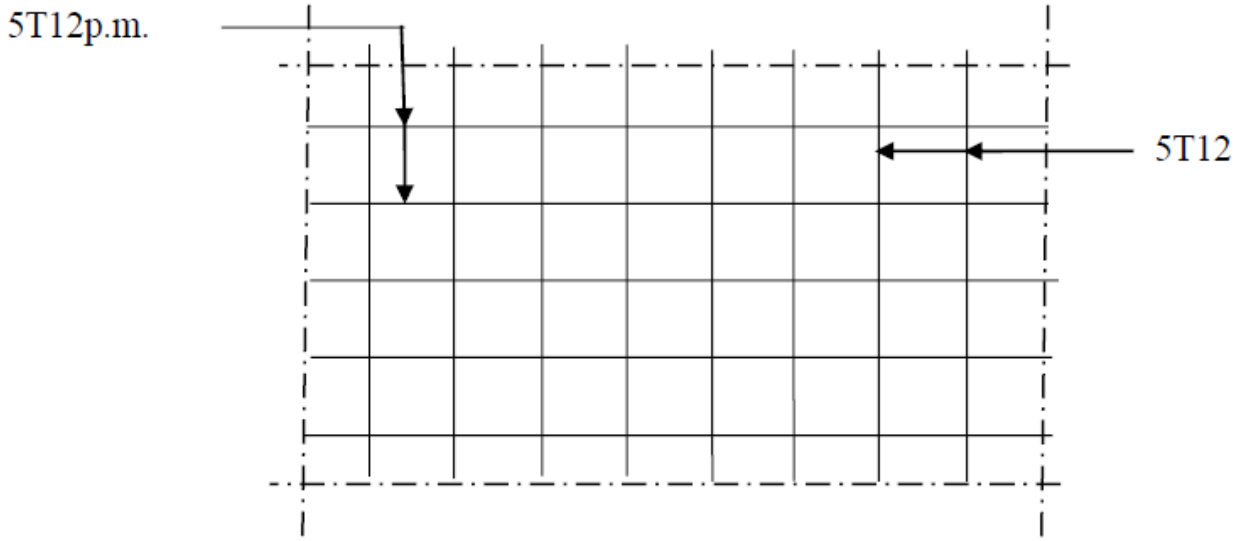


Figure V.12:Disposition des armatures verticales et horizontales sur le voile

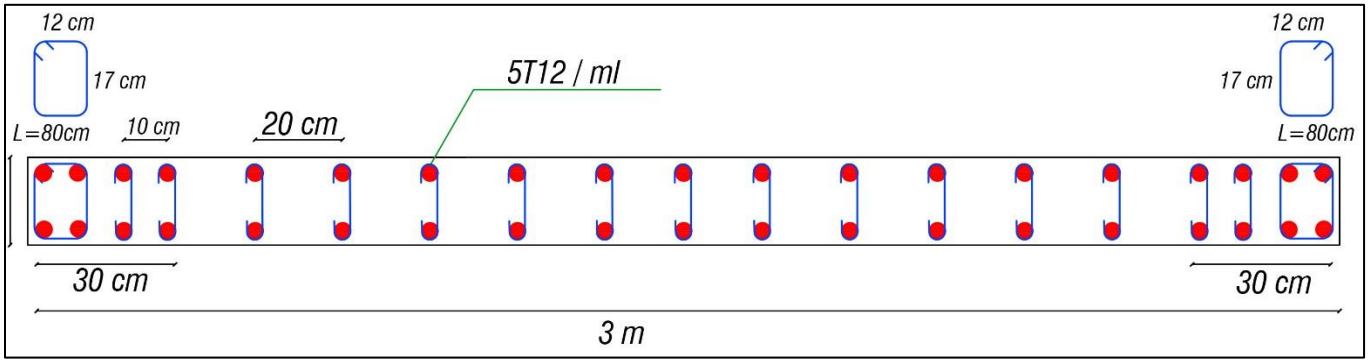


Figure V.13:Disposition des armatures verticales sur le voile.

Chapitre VI
calcul des fondations

VI.1 Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, Les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol);
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage construire.
- Les caractéristiques du sol support ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

VI.2 Choix de type de fondation:

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères à savoir :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

  Au vu de ces résultats et de la nature de l'ouvrage projeté a partie de rapport de sol, nous préconisons la conception des fondations suivantes des fondations superficielles

  ➤ contrainte admissible égal à :$\bar{\sigma}$ **= 3 bars.**

  ➤ Un ancrage **D = 5 m** par rapport à la côte du terrain naturel.

Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une

Première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N: L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel RSA2019 N=2160.22KN

S : Surface d'appuis de la semelle. S= A x B.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol}$ =3bar.

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve :

$$B \geq \left(\frac{a}{b} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}\right)^{1/2} \Rightarrow B \geq \left(\frac{0.6}{0.6} \times \frac{2160.22}{300}\right)^{1/2} \Rightarrow \text{B= 2.68m}$$

Vu que l'entre-axe minimal des poteaux est de 1,4 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

Et en conséquence, le type de fondation que nous adopterons est un radier général

L'avantage du radier général:

- Eviter le chevauchement des semelles.
- Gain en coffrage des semelles.
- Réduction du coût du personnel.

VI.3. Radier Nervuré

Un radier est une dalle en béton continue s'étendant sur toute la surface de la structure. Le radier permet une bonne répartition des charges et des surcharges.

VI.3.1. Pré dimensionnement du radier:

Epaisseur de la dalle :

On pose un pré dimensionnement de la dalle, en considérant le radier comme un plancher nervuré, on peut le pré dimensionné comme suite : L_{max}=5.60m

$\frac{\text{Lmax}}{15} \leq e \leq \frac{\text{Lmax}}{10} \quad \Rightarrow \quad 37.3cm \leq e \leq 56cm$ on prend une dalle d'epaisseur e=50cm.

Dimensionnement de la poutre de libage (nervure):

Condition de coffrage:

$$h_0 \geq \frac{\text{Lmax}}{10} = \frac{560}{10} \Rightarrow h_0 \geq 56\text{cm} \Rightarrow h_0 = 60\text{cm}$$

Donc on prend une hauteur totale du radier :h=110cm

Pour la largeur de nervure on prend : b_0=60cm

Condition de rigidité :

Pour qu'un radier soit rigide : $L \geq \frac{\pi}{2} L_e$ …….(1)

L_e : longueur élastique donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b_0}}$ …….. (2)

Avec :

I : Inertie de la poutre.
E : Module d'élasticité du béton, E = 32164.2Mpa.
K : Coefficient de la raideur de sol k = 400 KN/m3.

$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164 \times 0.009}{400 \times 0.6}} = 1.48m$

On remplace L_e dans (1) : 5.6 m $\geq \frac{3.14}{2} 1.48 = 2.32$……condition vérifiée

Condition forfaitaire :

$\frac{Lmax}{8} \leq h \leq \frac{Lmax}{5} \Rightarrow 70cm \leq e \leq 112cm$ on prend e=50cm

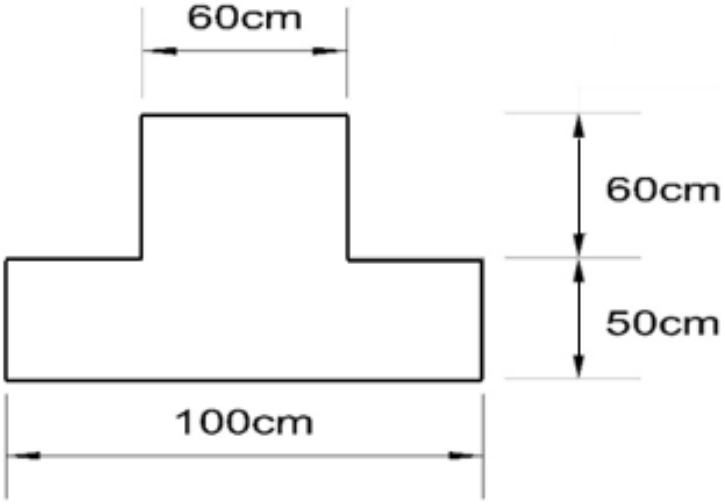


Figure VI.1 : Dimensions de radier

VI.3.2. Vérification des contraintes dans le sol :

Contraintes dans le sol à l'ELS :

Figure VI.2 : Contraintes dans le sol à l'ELS

$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_3}{4} \leq \sigma_{sol} \Leftrightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 2.06 + 0.52}{4} = 1.68bar \leq 3bar$ …….. Condition vérifiée

Contraintes dans le sol à l'ELU :

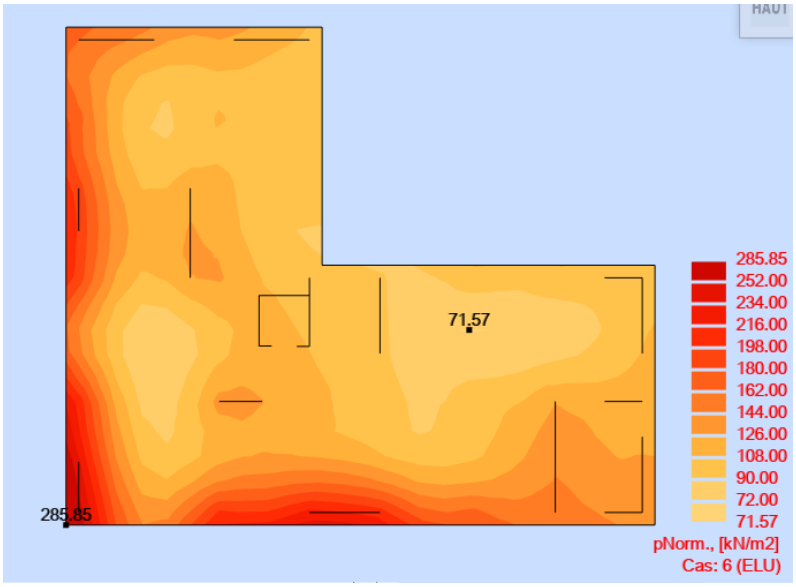


Figure VI.3 : Contraintes dans le sol à l'ELU

$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_3}{4} \leq \sigma_{s.ult} \Leftrightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\times2.85+0.72}{4}$ = 2.32bar ≤ $4.5bar$ …… Condition vérifiée

$\sigma_{s.ult} = \frac{\sigma_{sol}\times3}{2}$ = 4.5bar

VII.3.3. Vérification de non poinçonnement :

Pu ≤ 0.045× Uc×h× $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Uc=2(a+h)+2(b+h) Avec :

Pu : la charge à l'ELU.

a,b : dimensions de poteau.

h : hauteur de la dalle de radier.

Tableau VI .1 : Impact de poteau sur la dalle

Poteau de rive (0.5m × 0.5m)	
Pu (t)	184.47
a(m)	0.5
b(m)	0.5
h(m)	1
Uc(m)	6
0.045× Uc×h× $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (t)	450
Contrainte de cisaillement (t/m^2) $\tau_u = Pu/(h \times u)$	30.75
Vérification	**Condition Vérifée**

Ferraillage de radier :

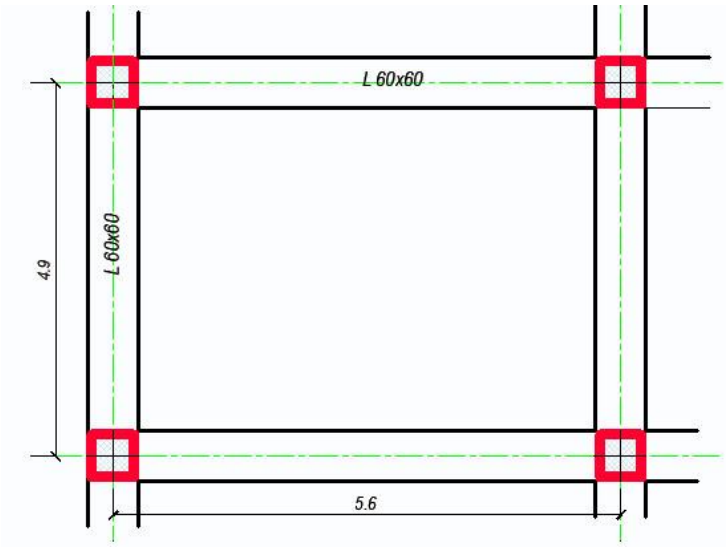


Figure VI.4 : panneau le plus sollicité.

La dalle de radier :

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Sollicitations de calcul : (M < 0 tend les fibres supérieures)

Tableau VI.2: Tableau récapitulatif des moments Mxx (KNm/m)

Niveau	**ELU**		**ELS**		**ACC**	
Radier	travée	Appuis	travée	Appuis	travée	Appuis
	459.25	-593.25	375.59	-428.61	391.03	-242.49

Tableau VI.3: Tableau récapitulatif des moments Myy (KNm/m)

Niveau	**ELU**		**ELS**		**ACC**	
Radier	travée	Appuis	travée	Appuis	travée	Appuis
	327.21	-704.81	167.82	-509.64	254.54	-268.59

Tableau VI.4: Sections d'armatures du radier.

position	Sens	Combi-naison	M(KN.m)	Section (cm)	A_{cal} (cm2)	A_{CNF} (cm2)	A adoptée (cm2)	Espacement (cm)
Travée	x-x	ELU	459.25	100x50	14.4	4.05	8 HA 16 = 16.08cm2	15
	y-y	ELU	327.21		10.2	4.5	5 HA 20 = 15.71cm2	25
Appuis	x-x	ELU	-593.25	100x50	18.9	4.05	8 HA 20= 25.13cm2	15
	y-y	ELU	-704.81		22.7	4.05	8 HA 20= 25.13cm2	15

Ferraillage de nervure :

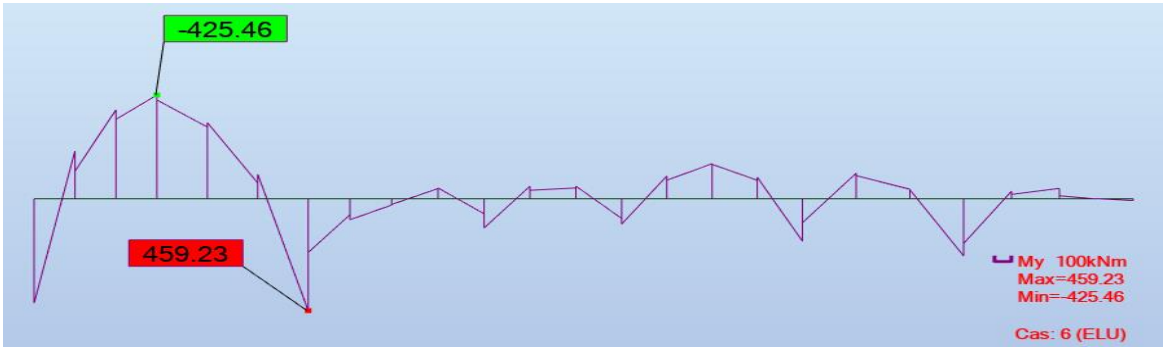


Figure VI.5 diagramme des moments à l'ELU sur la nervure.

TableauVI.5 : Tableau récapitulatif des moments Mxx (KNm/m)

Niveau	**ELU**		**ELS**		**ACC**	
Radier	travée	Appuis	travée	Appuis	travée	Appuis
	459.23	-425.46	332.26	-307.78	458.25	-340.59

Tableau VI.6 : Tableau récapitulatif des moments Myy (KNm/m)

Niveau	**ELU**		**ELS**		**ACC**	
Radier	travée	Appuis	travée	Appuis	travée	Appuis
	310.7	-307	225.08	-221.91	278.18	-249.9

Les nervures seront ferraillées avec l'effort le plus défavorable :

Tableau VI.7: Sections d'armatures de la nervure.

position	Sens	Combi-naison	M(KN.m)	Section (cm)	A_{cal} (cm2)	A_{CNF} (cm2)	A adoptée (cm2)	Espacement (cm)
Travée	x-x	ELU	459.23	60x60	14.4	4.05	8 HA 16 = 16.08cm2	17
	y-y	ELU	310.7		10.2	4.5	4 HA 20 = 15.71cm2	25
Appuis	x-x	ELU	-425.46	60x60	18.9	4.05	8 HA 20= 25.13cm2	17
	y-y	ELU	-307		22.7	4.05	8 HA 20= 25.13cm2	17

Schéma de ferraillage :

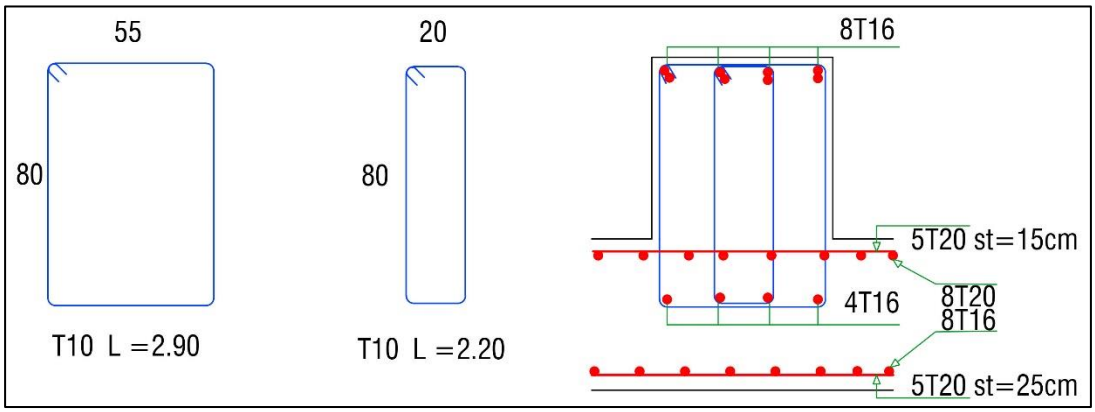


Figure VI.6 Ferraillage de nervure au niveau de travée sens x-x.

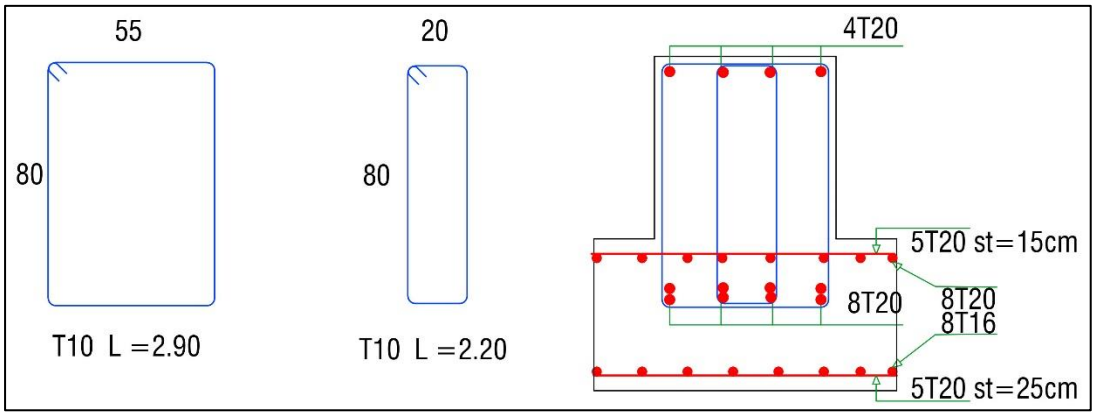


Figure VI.7 Ferraillage de nervure au niveau d'appui sens x-x.

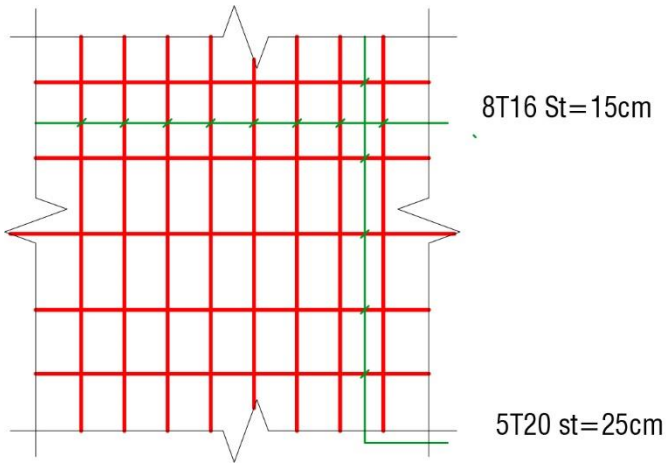


Figure VI.8 Ferraillage de radier (nappe inferieur).

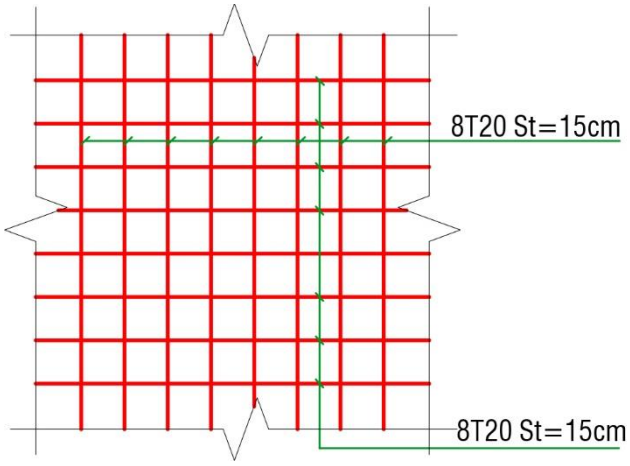


Figure VI.9 Ferraillage de radier (nappe supérieure).

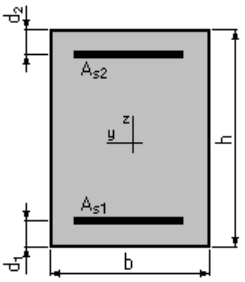
Exemple de note de calcul (la dalle de radier) sur logiciel Expert 2010 :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 400.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91



2. Section:

b = 100.0 (cm) d_1 = 5.0 (cm)
h = 50.0 (cm) d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	459.25	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	0.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 14.4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5.1 (cm2)		
Théorique	ρ = 0.30 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0.11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 459.25 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 8.9	(cm)
Bras de levier:	Z = 91.5	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1.03	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	σ_s = 347.8	(MPa)

Vérification à l'ELS :
Expertise de Section en Flexion Simple

1. Armatures:

Section théorique	A_{s1} = 14.4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5.1 (cm2)		
Théorique	ρ = 0.30 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0.11 (%)		

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	458.12	-0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	499.87	-0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	529.25	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU M_{max} = 458.12 (kN*m) M_{min} = -0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 8.8	(cm)
Bras de levier:	Z = 91.5	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1.03	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	σ_s = 347.8	(MPa)

Etat ELS M_{max} **= 499.87 (kN*m)** M_{min} **= -0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 24.7 (cm)
Bras de levier: Z = 86.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 400.0 (MPa)

Etat ELA M_{max} **= 529.25 (kN*m)** M_{min} **= -0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 7.8	(cm)
Bras de levier:	Z = 91.9	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.89	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)

Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 400.0 (MPa)

Conclusion :

Dans cette étude, nous pensons pouvoir comprendre presque tous les éléments considérés. Cette recherche nous permet d'enrichir notre connaissance des différentes étapes des structures informatiques et d'identifier toutes les réglementations en place. Notre intérêt est double, car nous avons appris à comprendre les problèmes complexes de la conception structurelle et à faire le premier pas vers la résolution de problèmes pratiques spécifiques. Les conclusions tirées de ces travaux sont résumées comme suit :

- Plusieurs dispositions ont été essayées dans l'étude dynamique, mais les résultats qu'elles ont donnés ne sont pas conformes aux recommandations de la RPA 99/2003. La variante choisie a donné des résultats acceptables de période et de déplacements.

- La forme irrégulière et l'aspect architectural du bâtiment sont des facteurs négatifs qui ont augmenté la complexité du comportement de la structure.

- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).

- le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

- La modélisation de notre structure sa fait à l'aide de logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS2019, qui nous a permis de faire un calcul dynamique et sismique d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontrées au cours mon projet de thèse.

Lèvres :

1) **Jean-Pierre Mougin** « Béton armé BAEL91 modifié 99 et DTU associées ».
2) **Victor Davidovici «** Formulaire du béton armé 1 ».
3) **Victor Davidovici «** Formulaire du béton armé 2 »

Règlements :

4. BAEL 91 modifié99.
5. CBA 93.
6. DTR BC 2.2.
7. RPA 99/version 2003.

Mémoires et thèses :

8. Calcul d'une structure mixte (voile-portique) R+14 avec sous-sol réalise par : **DARTAGNAN Mohamed** et **SAGUINI Abdelmadjid** (Promotion 2008)

Cours :

9. Béton armé
10. Dynamique des structures
11. Résistance des matériaux
12. Mécaniques des sols.

Logiciels et programmes :

Word 2013;

Excel 2013;

Auto CAD 2014;

Logiciel Robot structural analysis 2019;

Logiciel Expert 2010.

Annexe I

Poteau de rive :

Tableau : Descente de charges du poteau de rive D7.

Niveau	Designation	G(KN)	G Cumulées (KN)	Q(KN)	Q Cumulées (KN)	Nu=1.35GC+1.5QC (KN)	1.1*1.1* Nu (KN)
N9	Plancher terrasse inaccessible	82.81	99.9	19.53	19.53	164.17+101.25Br	198.64+122.51Br
	Pouters	17.09					
	Poteaux	75Br					
N8	Venant de N9	99.9	191.07	29.3	48.83	311.2+101.25Br	400.75+122.51Br
	Plancher étage courant	70.44					
	Poutres	17.09					
	Poteaux	75Br					
	Murs	3.64					
N7			282.24	29.3	98.64	528.98+101.25Br	640.07+122.51Br
N6			373.41	29.3	110.15	669.33+101.25Br	809.89+122.51Br
N5			464.58	29.3	127.73	818.78+101.25Br	990.72+122.51Br
N4			555.75	29.3	142.38	963.83+101.25Br	1166.24+122.51Br
N3			646.92	29.3	142.38	1086.91+101.25Br	1315.16+122.51Br
N2			738.09	29.3	142.38	1209.99+101.25Br	1464.09+122.51Br
N1			829.26	29.3	142.38	1333.07+101.25Br	1613.02+122.51Br
RDC			920.43	29.3	171.68	1500.1+101.25Br	1815.12+122.51Br

Tableau : Dimensions de poteau de rive D7 dans chaque niveau.

Niveau	Nu(KN)	Nu*1.1*1.1(KN)	Br+20mm	a=b (cm)	Le choix
9	164.17+101.25Br	198.64+122.51Br	124.89	12.48	25*25
8	311.2+101.25Br	400.75+122.51Br	168.98	16.8	25*25
7	528.98+101.25Br	640.07+122.51Br	208.29	20.29	25*25
6	669.33+101.25Br	809.89+122.51Br	231.8	23.18	25*25
5	818.78+101.25Br	990.72+122.51Br	254.25	25.43	30*30
4	963.83+101.25Br	1166.24+122.51Br	274.16	27.42	30*30
3	1086.91+101.25Br	1315.16+122.51Br	289.9	29	30*30
2	1209.99+101.25Br	1464.09+122.51Br	307.77	30.77	35*35
1	1333.07+101.25Br	1613.02+122.51Br	314.97	31.5	35*35
RDC	1500.1+101.25Br	1815.12+122.51Br	337.07	33.71	35*35

Tableau :Vérification des sections de poteau de rive D7.

Niveaux	Nu(KN)	Sections (cm)	Condition $B > B_{calculé}$		observation
			$B(m^2)$	$B_{calculé}$ (m^2)	
RDC, N1 et N2.	1815.12	35*35	0.122	0.127	Non-Verifieé
N3, N4 et N5.	1315.16	30*30	0.09	0.092	Non-Verifieé
N6, N7, N8 et N9.	809.89	25*25	0.0625	0.057	Verifieé

A partir de tableau précèdent on adopte :

- Une section de **(40*40)** pour : RDC, N1 et N2.
- Une section de **(35*35)** pour : N3, N4 et N5.
- Une section de (**25*25)** pour : N6, N7, N8 et N9.

Poteau d'angle :

Tableau : Descente de charges du poteau d'angle E1.

Niveau	Designation	G(KN)	G Cumulées (KN)	Q(KN)	Q Cumulées (KN)	Nu=1.35GC+1.5QC (KN)	1.1*1.1* Nu (KN)
N9	Plancher terrasse inaccessible	56.27	68.9	19.53	19.53	122.31+101.25Br	148+122.51Br
	Pouters	12.64					
	Poteaux	75Br					
	Venant de N9	68.9					
	Plancher étage courant	47.86					
N8	Poutres	12.64	129.4	29.3	48.83	247.94+101.25Br	300+122.51Br
	Poteaux	75Br					
N7			189.9	29.3	98.64	404.33+101.25Br	489.23+122.51Br
N6			250.4	29.3	110.15	503.27+101.25Br	608.95+122.51Br
N5			310.9	29.3	127.73	611.31+101.25Br	739.69+122.51Br
N4			371.4	29.3	142.38	714.96+101.25Br	865.1+122.51Br
N3			431.9	29.3	142.38	796.64+101.25Br	963.93+122.51Br
N2			492.4	29.3	142.38	878.31+101.25Br	1062.76+122.51Br
N1			552.9	29.3	142.38	959.99+101.25Br	1161.58+122.51Br
RDC			613.4	29.3	171.68	1085.61+101.25Br	1313.59+122.51Br

Tableau II.13: Dimensions de poteau d'angle E1 dans chaque niveau.

Niveau	Nu(KN)	Nu*1.1*1.1(KN)	Br+20mm	a=b (cm)	Le choix
9	122.31+101.25Br	148+122.51Br	110.54	11.05	25*25
8	247.94+101.25Br	300+122.51Br	148.9	14.89	25*25
7	404.33+101.25Br	489.23+122.51Br	184.62	18.46	25*25
6	503.27+101.25Br	608.95+122.51Br	203.66	20.36	25*25
5	611.31+101.25Br	739.69+122.51Br	222.41	22.24	25*25
4	714.96+101.25Br	865.1+122.51Br	238.9	23.89	30*30
3	796.64+101.25Br	963.93+122.51Br	251.07	25.1	30*30
2	878.31+101.25Br	1062.76+122.51Br	262.62	26.26	30*30
1	959.99+101.25Br	1161.58+122.51Br	273.65	27.36	30*30
RDC	1085.61+101.25Br	1313.59+122.51Br	289.74	28.97	30*30

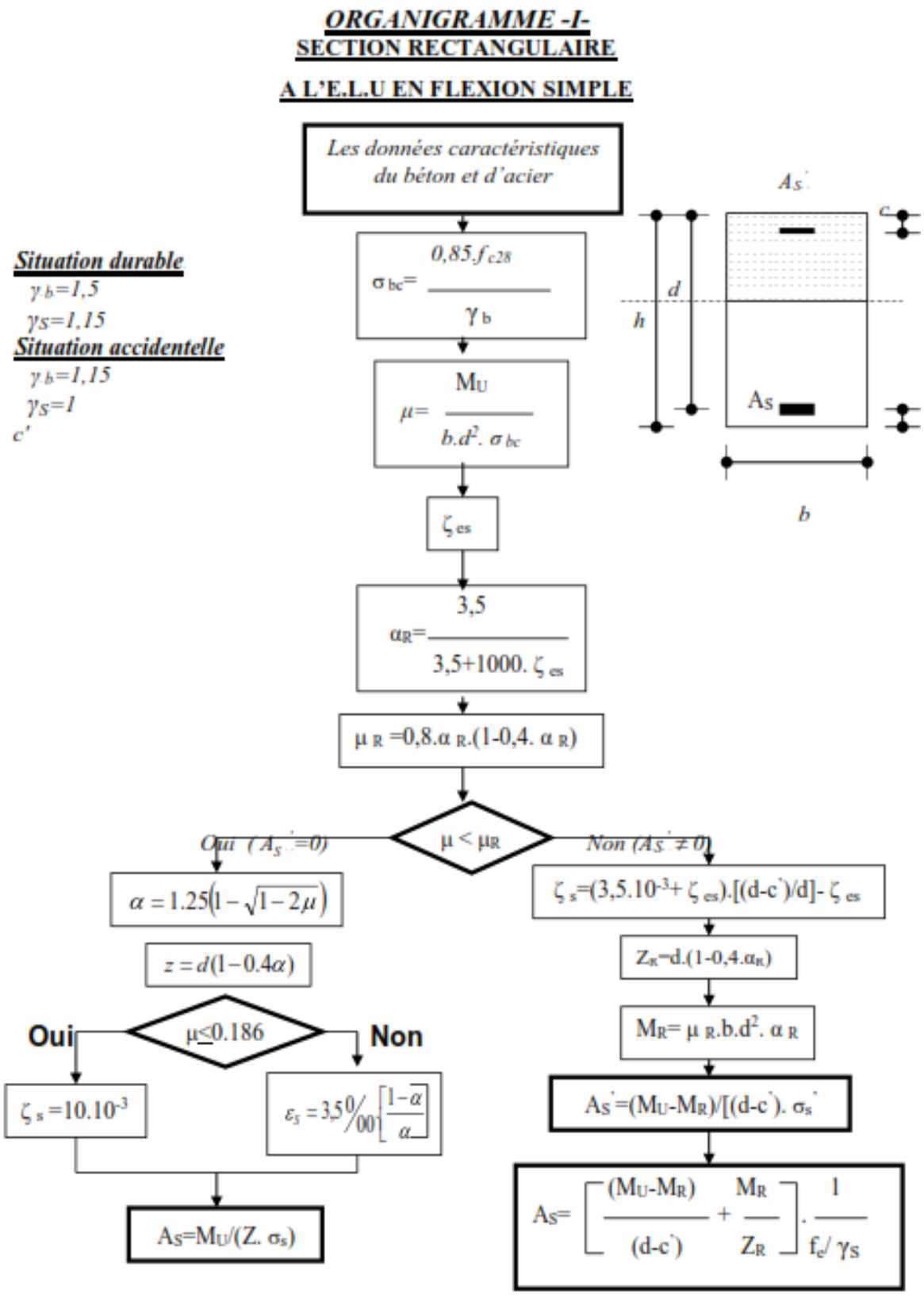
On continue avec le même méthode :

Niveaux	Nu(KN)	Sections (cm)	Condition $B > B_{calculé}$		observation
			$B(m^2)$	$B_{calculé}(m^2)$	
RDC, N1, N2, N3etN4	1313.59	30*30	0.09	0.0925	Non-Verifieé
N5, N6, N7, N8 et N9	739.69	25*25	0.0625	0.052	Verifieé

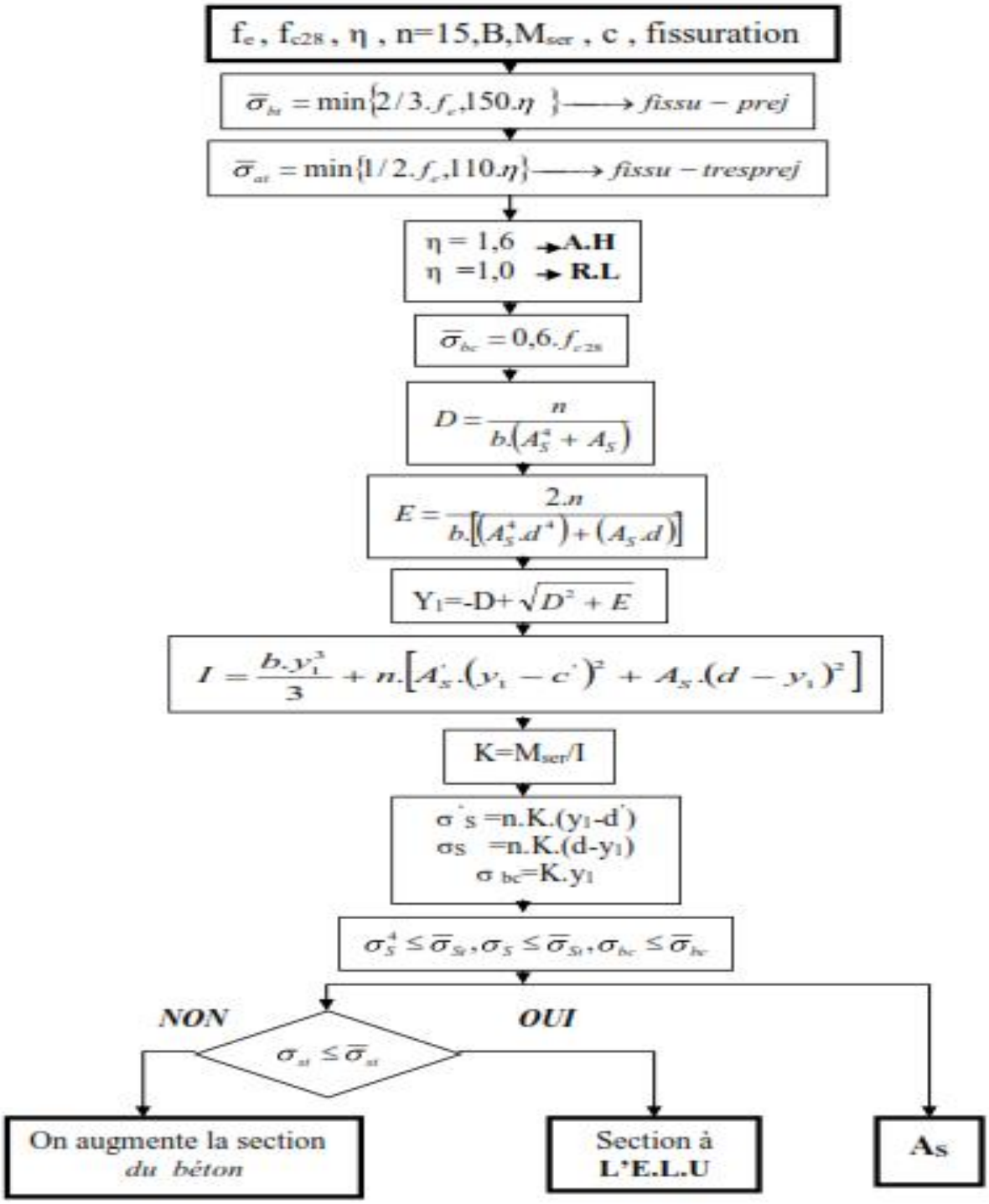
A partir de tableau précèdent on adopte :

- Une section de **(35*35)** pour : **RDC, N1, N2,N3 et N4**
- Une section de **(25*25)** pour : **N5. N6, N7, N8 et N9.**

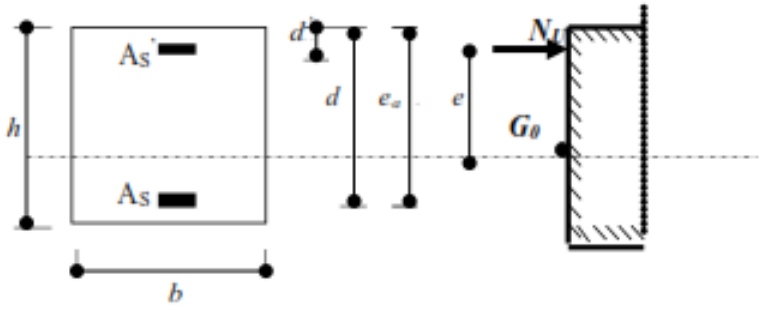
Annexe II


ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE
Les données caractéristiques du béton et d'acier
Situation durable
γb=1,5
γS=1,15
Situation accidentelle
γb=1,15
γS=1
c'
σbc= 0,85.fc28 / γb
μ= MU / b.d².σbc
ζes
αR= 3,5 / 3,5+1000.ζes
μR =0,8.αR.(1-0,4.αR)
μ < μR
Oui (As'=0)
Non (As'≠0)
α = 1.25(1 − √(1 − 2μ))
z = d(1 − 0.4α)
μ≤0.186
Oui
Non
ζs =10.10-3
εs = 3,5‰ [(1−α)/α]
As=MU/(Z. σs)
ζs=(3,5.10-3+ ζes).[(d-c')/d]- ζes
ZR=d.(1-0,4.αR)
MR= μR.b.d². αR
As'=(MU-MR)/[(d-c'). σs'
As= [(MU-MR)/(d-c') + MR/ZR] . 1/(fe/γS)
As'
c
d
h
As
b

ORGANIGRAMME -II-
VERIFICATION D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE A –L'ELU-



ORGANIGRAMME -III-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXIONCOMPOSEE



LES DONNEES
B ,h ,d ,σ_{bc} ,e ,N_U ,M_U

$N_U = M_U / e$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b.h.\sigma_{bc}}$$

OUI — $\psi_1 \leq 0{,}81$ — ***NON***

Calcule

$$\chi = \frac{0{,}5\left(\frac{d^4}{h}\right) - \left[\frac{(d-d').N_U - M_U}{b.h^2.\sigma_{bc}}\right]}{\left(\frac{6}{7}\right) - \left(\frac{d'}{h}\right)}$$

OUI — $e \leq e_{NC}$ — ***NON***

NON — $\chi \leq 0{,}19$ — ***OUI***

Section entièrement comprimée ***ELU*** *Non atteint % minimal d'armatures* ***A=4*** cm^2/ml *de parement* ***0,2%≤A/B≤5%***

Section partiellement comprimée ***ELU*** *Pouvant ne pas être atteint si passage …*

Section entièrement comprimée ***PIVOT C***

Oui — **X > 0** — ***Non***

$A_S = 0$
$A'_S = 0$

$A_S \neq 0$
$A'_S \neq 0$

ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A L'ELS

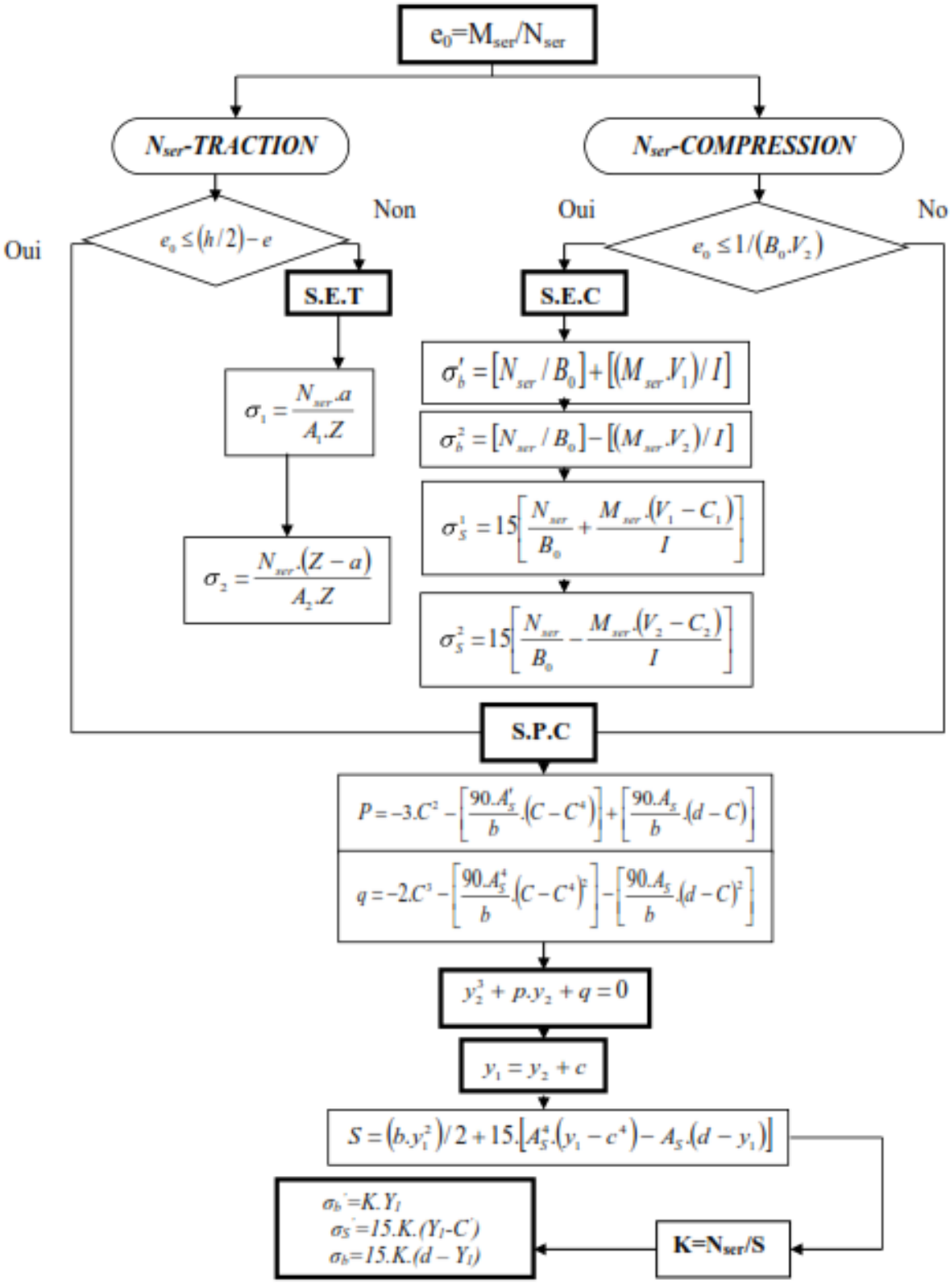


TABLEAU DES SECTIONS DES ARMATURES
Section en "cm²", diamètre ϕ en "mm"

ϕ	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,90	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,19
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

TABLEAU 7 - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.

Valeurs de α_1, μ'_1, μ_1, k_1 et ρ_1 en fonction de β_1.

β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1
0,985	0,045	0,0222	0,00007	318,3	0,007	0,945	0,165	0,0780	0,00103	75,91	0,109
0,984	0,048	0,0236	0,00008	297,5	0,008	0,944	0,168	0,0793	0,00107	74,29	0,113
0,983	0,051	0,0251	0,00009	279,1	0,009	0,943	0,171	0,0806	0,00111	72,72	0,118
0,982	0,054	0,0265	0,00010	262,8	0,010	0,942	0,174	0,0820	0,00115	71,21	0,122
0,981	0,057	0,0280	0,00011	248,2	0,012	0,941	0,177	0,0833	0,00120	69,75	0,127
0,980	0,060	0,0294	0,00012	235,0	0,013	0,940	0,180	0,0846	0,00124	68,33	0,132
0,979	0,063	0,0308	0,00014	223,1	0,014	0,939	0,183	0,0859	0,00128	66,97	0,137
0,978	0,066	0,0323	0,00015	212,3	0,016	0,938	0,186	0,0872	0,00133	65,64	0,142
0,977	0,069	0,0337	0,00017	202,4	0,017	0,937	0,189	0,0885	0,00137	64,37	0,147
0,976	0,072	0,0351	0,00018	193,3	0,019	0,936	0,192	0,0899	0,00142	63,12	0,152
0,975	0,075	0,0366	0,00020	185,0	0,020	0,935	0,195	0,0912	0,00147	61,92	0,157
0,974	0,078	0,0380	0,00021	177,3	0,022	0,934	0,198	0,0925	0,00152	60,76	0,163
0,973	0,081	0,0394	0,00023	170,2	0,024	0,933	0,201	0,0938	0,00157	59,63	0,169
0,972	0,084	0,0408	0,00025	163,6	0,026	0,932	0,204	0,0951	0,00162	58,53	0,174
0,971	0,087	0,0423	0,00027	157,4	0,028	0,931	0,207	0,0964	0,00168	57,46	0,180
0,970	0,090	0,0437	0,00029	151,7	0,030	0,930	0,210	0,0977	0,00173	56,43	0,186
0,969	0,093	0,0451	0,00031	146,3	0,032	0,929	0,213	0,0989	0,00178	55,42	0,192
0,968	0,096	0,0465	0,00033	141,3	0,034	0,928	0,216	0,1002	0,00184	54,44	0,198
0,967	0,099	0,0479	0,00035	136,5	0,036	0,927	0,219	0,1015	0,00190	53,49	0,205
0,966	0,102	0,0493	0,00037	132,1	0,039	0,926	0,222	0,1028	0,00196	52,57	0,211
0,965	0,105	0,0507	0,00040	127,9	0,041	0,925	0,225	0,1041	0,00201	51,67	0,218
0,964	0,108	0,0521	0,00042	123,9	0,044	0,924	0,228	0,1053	0,00207	50,79	0,225
0,963	0,111	0,0534	0,00044	120,1	0,046	0,923	0,231	0,1066	0,00213	49,93	0,231
0,962	0,114	0,0548	0,00047	116,6	0,049	0,922	0,234	0,1079	0,00220	49,10	0,238
0,961	0,117	0,0562	0,00050	113,2	0,052	0,921	0,237	0,1091	0,00226	48,29	0,245
0,960	0,120	0,0576	0,00052	110,0	0,055	0,920	0,240	0,1104	0,00232	47,50	0,253
0,959	0,123	0,0590	0,00055	107,0	0,058	0,919	0,243	0,1117	0,00239	46,73	0,260
0,958	0,126	0,0604	0,00058	104,0	0,061	0,918	0,246	0,1129	0,00246	45,98	0,268
0,957	0,129	0,0617	0,00061	101,3	0,064	0,917	0,249	0,1142	0,00252	45,24	0,275
0,956	0,132	0,0631	0,00064	98,6	0,067	0,916	0,252	0,1154	0,00259	44,52	0,283
0,955	0,135	0,0645	0,00067	96,1	0,070	0,915	0,255	0,1167	0,00266	43,82	0,291
0,954	0,138	0,0658	0,00070	93,7	0,074	0,914	0,258	0,1179	0,00273	43,14	0,299
0,953	0,141	0,0672	0,00073	91,4	0,077	0,913	0,261	0,1191	0,00280	42,47	0,307
0,952	0,144	0,0685	0,00077	89,2	0,081	0,912	0,264	0,1204	0,00288	41,82	0,316
0,951	0,147	0,0699	0,00080	87,0	0,084	0,911	0,267	0,1216	0,00295	41,18	0,324
0,950	0,150	0,0713	0,00084	85,0	0,088	0,910	0,270	0,1229	0,00303	40,56	0,333
0,949	0,153	0,0726	0,00087	83,0	0,092	0,909	0,273	0,1241	0,00311	39,95	0,342
0,948	0,156	0,0739	0,00091	81,0	0,096	0,908	0,276	0,1253	0,00318	39,35	0,350
0,947	0,159	0,0753	0,00095	79,3	0,100	0,907	0,279	0,1265	0,00326	38,76	0,360
0,946	0,162	0,0766	0,00099	77,6	0,104	0,906	0,281	0,1277	0,00334	38,19	0,369

β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1
0,905	0,285	0,1290	0,00343	37,63	0,379	0,865	0,405	0,1752	0,00795	22,04	0,919
0,904	0,288	0,1302	0,00351	37,08	0,388	0,864	0,408	0,1763	0,00810	21,76	0,937
0,903	0,291	0,1314	0,00359	36,55	0,398	0,863	0,411	0,1773	0,00825	21,50	0,956
0,902	0,294	0,1326	0,00368	36,02	0,408	0,862	0,414	0,1784	0,00840	21,23	0,975
0,901	0,297	0,1338	0,00377	35,50	0,418	0,861	0,417	0,1795	0,00856	20,97	0,994
0,900	0,300	0,1350	0,00386	35,00	0,429	0,860	0,420	0,1806	0,00872	20,71	1,014
0,899	0,303	0,1362	0,00395	34,50	0,439	0,859	0,423	0,1817	0,00888	20,46	1,034
0,898	0,306	0,1374	0,00404	34,02	0,450	0,858	0,426	0,1828	0,00904	20,21	1,054
0,897	0,309	0,1386	0,00413	33,54	0,461	0,857	0,429	0,1838	0,00921	19,96	1,074
0,896	0,312	0,1398	0,00423	33,08	0,472	0,856	0,432	0,1849	0,00938	19,72	1,095
0,895	0,315	0,1410	0,00432	32,62	0,483	0,855	0,435	0,1860	0,00955	19,48	1,116
0,894	0,318	0,1421	0,00442	32,17	0,494	0,854	0,438	0,1870	0,00972	19,25	1,138
0,893	0,321	0,1433	0,00452	31,73	0,506	0,853	0,441	0,1881	0,00989	19,01	1,160
0,892	0,324	0,1445	0,00462	31,30	0,518	0,852	0,444	0,1891	0,01007	18,78	1,182
0,891	0,327	0,1457	0,00472	30,87	0,530	0,851	0,447	0,1902	0,01025	18,56	1,204
0,890	0,330	0,1468	0,00482	30,45	0,542	0,850	0,450	0,1913	0,01043	18,33	1,227
0,889	0,333	0,1480	0,00492	30,04	0,554	0,849	0,453	0,1923	0,01062	18,11	1,251
0,888	0,336	0,1492	0,00503	29,64	0,567	0,848	0,456	0,1933	0,01081	17,89	1,274
0,887	0,339	0,1503	0,00514	29,25	0,580	0,847	0,459	0,1944	0,01100	17,68	1,298
0,886	0,342	0,1515	0,00525	28,86	0,593	0,846	0,462	0,1954	0,01119	17,47	1,322
0,885	0,345	0,1527	0,00536	28,48	0,606	0,845	0,465	0,1965	0,01138	17,26	1,347
0,884	0,348	0,1538	0,00547	28,10	0,619	0,844	0,468	0,1975	0,01158	17,05	1,372
0,883	0,351	0,1550	0,00559	27,73	0,633	0,843	0,471	0,1985	0,01178	16,85	1,398
0,882	0,354	0,1561	0,00570	27,37	0,647	0,842	0,474	0,1996	0,01199	16,65	1,424
0,881	0,357	0,1573	0,00582	27,02	0,661	0,841	0,477	0,2006	0,01219	16,45	1,450
0,880	0,360	0,1584	0,00594	26,67	0,675	0,840	0,480	0,2016	0,01241	16,25	1,477
0,879	0,363	0,1595	0,00606	26,32	0,690	0,839	0,483	0,2026	0,01262	16,06	1,504
0,878	0,366	0,1607	0,00618	25,98	0,704	0,838	0,486	0,2036	0,01283	15,86	1,532
0,877	0,369	0,1618	0,00631	25,65	0,719	0,837	0,489	0,2046	0,01306	15,67	1,560
0,876	0,372	0,1629	0,00643	25,32	0,735	0,836	0,492	0,2057	0,01328	15,49	1,588
0,875	0,375	0,1641	0,00656	25,00	0,750	0,835	0,495	0,2067	0,01351	15,30	1,617
0,874	0,378	0,1652	0,00669	24,68	0,766	0,834	0,498	0,2077	0,01373	15,12	1,647
0,873	0,381	0,1663	0,00682	24,37	0,782	0,833	0,501	0,2087	0,01397	14,94	1,677
0,872	0,384	0,1674	0,00696	24,06	0,798	0,832	0,504	0,2097	0,01420	14,76	1,707
0,871	0,387	0,1685	0,00709	23,76	0,814	0,831	0,507	0,2107	0,01444	14,59	1,738
0,870	0,390	0,1697	0,00723	23,46	0,831	0,830	0,510	0,2117	0,01469	14,41	1,769
0,869	0,393	0,1708	0,00737	23,17	0,848	0,829	0,513	0,2126	0,01493	14,24	1,801
0,868	0,396	0,1719	0,00750	22,88	0,865	0,828	0,516	0,2136	0,01518	14,07	1,833
0,867	0,399	0,1730	0,00766	22,59	0,883	0,827	0,519	0,2146	0,01543	13,90	1,867
0,866	0,402	0,1741	0,00780	22,31	0,901	0,826	0,522	0,2156	0,01569	13,74	1,900

TABLEAU 6 - Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées, diagramme rectangulaire. Valeurs de α, β et $1000\,\epsilon_s$ en fonction de μ

Pour l'utilisation du tableau dans le cas de la section en T, voir formulaire, chapitre II-C-2.

μ	α	β	$1\,000\,\epsilon_s$	μ	α	β	$1\,000\,\epsilon_s$	μ	α	β	$1\,000\,\epsilon_s$
0,000	0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10
0,002	0,0025	0,999	10	0,082	0,1071	0,957	10	0,162	0,2223	0,911	10
0,004	0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10
0,006	0,0075	0,997	10	0,086	0,1126	0,955	10	0,166	0,2284	0,909	10
0,008	0,0100	0,996	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10
0,010	0,0126	0,995	10	0,090	0,1181	0,953	10	0,170	0,2345	0,906	10
0,012	0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10
0,014	0,0176	0,993	10	0,094	0,1236	0,951	10	0,174	0,2406	0,904	10
0,016	0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10
0,018	0,0227	0,991	10	0,098	0,1291	0,948	10	0,178	0,2469	0,901	10
0,020	0,0252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10
0,022	0,0279	0,989	10	0,102	0,1348	0,946	10	0,182	0,2531	0,899	10
0,024	0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10
0,026	0,0330	0,987	10	0,106	0,1404	0,944	10	0,186	0,2594	0,896	10
0,028	0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,83
0,030	0,0381	0,985	10	0,110	0,1460	0,947	10	0,190	0,2658	0,894	9,67
0,032	0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52
0,034	0,0432	0,983	10	0,114	0,1517	0,939	10	0,194	0,2721	0,891	9,36
0,036	0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21
0,038	0,0485	0,981	10	0,118	0,1574	0,937	10	0,198	0,2785	0,889	9,07
0,040	0,0510	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92
0,042	0,0536	0,979	10	0,122	0,1631	0,935	10	0,202	0,2850	0,886	8,78
0,044	0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64
0,046	0,0589	0,976	10	0,126	0,1689	0,932	10	0,206	0,2915	0,883	8,51
0,048	0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37
0,050	0,0641	0,974	10	0,130	0,1748	0,930	10	0,210	0,2980	0,881	8,24
0,052	0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12
0,054	0,0694	0,972	10	0,134	0,1805	0,928	10	0,214	0,3046	0,878	7,99
0,056	0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87
0,058	0,0747	0,970	10	0,138	0,1864	0,925	10	0,218	0,3112	0,876	7,75
0,060	0,0774	0,969	10	0,140	0,1894	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63
0,062	0,0801	0,968	10	0,142	0,1923	0,923	10	0,222	0,3179	0,873	7,51
0,064	0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3212	0,872	7,40
0,066	0,0854	0,966	10	0,146	0,1983	0,921	10	0,226	0,3246	0,870	7,28
0,068	0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17
0,070	0,0907	0,964	10	0,150	0,2041	0,918	10	0,230	0,3315	0,867	7,06
0,072	0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95
0,074	0,0962	0,962	10	0,154	0,2101	0,916	10	0,234	0,3383	0,865	6,85
0,076	0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74
0,078	0,1016	0,959	10	0,158	0,2162	0,914	10	0,238	0,3451	0,862	6,64
0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,5000	0,800	3,500	0,400	0,6910	0,724	1,565
0,242	0,3521	0,859	6,44	0,322	0,5041	0,798	3,443	0,402	0,6966	0,721	1,524
0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1,484
0,246	0,3591	0,856	6,25	0,326	0,5126	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1,444
0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,403
0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,5211	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,712	1,364
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,710	1,324
0,254	0,3732	0,851	5,88	0,334	0,5297	0,788	3,107	0,414	0,7316	0,707	1,284
0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,705	1,245
0,258	0,3804	0,848	5,70	0,338	0,5385	0,785	3,000	0,418	0,7438	0,702	1,205
0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,5429	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1,166
0,262	0,3876	0,845	5,53	0,342	0,5474	0,781	2,894	0,422	0,7562	0,697	1,128
0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,843	0,424	0,7626	0,695	1,090
0,266	0,3949	0,842	5,36	0,346	0,5563	0,777	2,792	0,426	0,7691	0,692	1,051
0,268	0,3985	0,841	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1,013
0,270	0,4022	0,839	5,20	0,350	0,5654	0,774	2,690	0,430	0,7822	0,687	0,974
0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7890	0,684	0,936
0,274	0,4096	0,836	5,04	0,354	0,5745	0,770	2,592	0,434	0,7959	0,682	0,898
0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,5791	0,768	2,544	0,436	0,8028	0,679	0,860
0,278	0,4171	0,833	4,89	0,358	0,5838	0,766	2,495	0,438	0,8099	0,676	0,822
0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,5885	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	0,784
0,282	0,4246	0,830	4,74	0,362	0,5933	0,763	2,399	0,442	0,8242	0,670	0,746
0,284	0,4284	0,829	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,667	0,708
0,286	0,4322	0,827	4,60	0,366	0,6029	0,759	2,305	0,446	0,8393	0,664	0,670
0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	0,633
0,290	0,4399	0,824	4,46	0,370	0,6126	0,755	2,213	0,450	0,8547	0,658	0,595
0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,168	0,452	0,8627	0,655	0,557
0,294	0,4476	0,821	4,32	0,374	0,6225	0,751	2,123	0,454	0,8709	0,652	0,519
0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,6275	0,749	2,078	0,456	0,8792	0,648	0,481
0,298	0,4555	0,818	4,18	0,378	0,6325	0,747	2,034	0,458	0,8877	0,645	0,443
0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,990	0,460	0,8965	0,641	0,404
0,302	0,4634	0,815	4,05	0,382	0,6427	0,743	1,946	0,462	0,9054	0,638	0,366
0,304	0,4674	0,813	3,99	0,384	0,6479	0,741	1,902	0,464	0,9146	0,634	0,327
0,306	0,4714	0,811	3,92	0,386	0,6531	0,739	1,859	0,466	0,9240	0,630	0,288
0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,816	0,468	0,9337	0,626	0,248
0,310	0,4795	0,808	3,80	0,390	0,6637	0,735	1,773	0,470	0,9438	0,622	0,208
0,312	0,4835	0,807	3,74	0,392	0,6691	0,732	1,731	0,472	0,9542	0,618	0,168
0,314	0,4876	0,805	3,68	0,394	0,6745	0,730	1,689	0,474	0,9650	0,614	0,127
0,316	0,4918	0,803	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,648	0,476	0,9761	0,610	0,086
0,318	0,4959	0,802	3,56	0,398	0,6854	0,726	1,607	0,478	0,9877	0,605	0,044