

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Belhadj bouchaib - Ain Temouchent

Institut de la technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structure

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation

Présenté par

- Bennaceur Abdelhak
- Ben Salah Kamel Eddine

Devant le jury composé de

Mme.Belabbaci

Présidente

Mme.Abelbari

Examinatrice

Mr. Amara Khaled

Encadreur

L'année Universitaire 2019-2020

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « DIEU » de nous avoir aidé et donné la force d'achever cette réalisation.

Notre plus grande reconnaissance s'adresse à nos parents nous ont encouragé et soutenu sans relâche tout au long de nos études.

Nous tiens à exprimer nos profondes gratitude à nos encadreurs Mr. Amara Khaled et Mr. Bennaceur Abdelhamid pour leurs conseils et leurs aides précieuses.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont offre tout ce savoir.

Nos gratitude à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l'élaboration de ce projet.

Dédicace

Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation, qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis : Omar el Farouk (ربي يرحمه), Abdelhak, Karim, Réda, toute la promotion de Master 2 génie civil.

A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Abdelhak.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

Que dieu vous garde.

Ben Salah Kamel Eddine

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin,

- Merci mess parents.
- A mon binôme «ben Salah Kamel »
- A toute ma famille sans exception.
- A tous mes amis : Omar el Farouk (ربي یرحمه), Oussama, Karim, amine, Réda, Yasser, Nassro, ikram, et toute la promotion de Master 2 génie civil.

A tout qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire.

Bennaceur Abdelhak

RÉSUMÉ :

Le but de cette étude est conception d'une structure à usage d'habitation (R +7) qui sera implanté dans la wilaya de Ain temouchent en zone IIa 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 (ETABS). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003, Pour la vérification du ferrailage, nous avons utilisés un logiciel Socotec.

ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني يتألف من طابق ارضي + 7 طوابق يتم إنجازها بولاية عين تموشنت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم II A

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 (ETABS)

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (99 معدلة RPA 99 version 2003, BAEL 91

للتحقق من نتاج التسليح استعنا ببرنامج ألي متطور Socotec.

ABSTRACT:

The purpose of this study is to design a structure for residential use (R +7) which will be located in the wilaya of Ain temouchent in zone IIa according to the Algerian earthquake regulation (RPA 99 version 2003), The stability of the work is provided by beams, columns and walls, The study and analysis of this structure were established by software (ETABS). The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the rules applicable in force, namely the BAEL91 modifier99 and RPA99 version 2003. For the verification of the reinforcement, we used Socotec software.

SUMMARIES

Introduction:	1
Chapitre I : Présentation De L'ouvrage Et Caractéristique Des mâtereaux.....	3
I.1 Introduction :	3
I.2 Présentation de L'ouvrage :	3
I.2.1 Caractéristique géométrique :	3
I.3 Règlements et normes utilisés :	4
I.4 Conception de la structure :	4
I.5 Caractéristique des matériaux :	6
I.5.1 Béton :	6
I.5.2 Acier :	10
Chapitre II : Pré dimensionnement	13
II.1 Introduction :	13
II.2 Pré-Dimensionnement Du Plancher :	13
II.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	14
II.3.1 Poutre principale :	15
II.3.2 Poutre secondaire :	15
II.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :	16
II.5 Les escaliers :	20
II.6 Balcon :	23
II.7 Pré-Dimensionnement Des voiles :	24
II.8 Acrotère :	26
II.9 L'ascenseur :	26
Chapitre III : Descente des charges.....	29
III.1 Introduction :	29
III.2 Plancher	29

III.3	Balcon:.....	30
III.4	Acrotère :	31
III.5	Murs intérieurs :	32
III.6	Murs extérieur :	32
III.7	Escalier:	34
III.8	Dalle plain :	35
Chapitre IV: Etude des éléments secondaire :.....		36
IV.1	Introduction :	36
IV.2	Étude du plancher :	36
IV.2.1	Les types des poutrelles :	36
IV.2.2	Méthodes de calcul des sollicitations :	36
IV.2.3	Ferraillage des poutrelles les étages courants :	44
IV.2.4	Ferraillage des poutrelles terrasse :	60
IV.2.5	Ferraillage de la dalle de compression :	70
IV.3	Etude du balcon :	71
IV.3.1	Calcul les sollicitations :	71
IV.3.2	Calcul du Ferraillage :	72
IV.4	Etude de l'acrotère :	74
IV.4.1	Calcul de la force sismique :	74
IV.4.2	Calcule du ferraillage:	75
IV.5	Etude d'escalier :	81
IV.5.1	Etude de palier et volée	82
IV.5.2	Etude de la poutre palière :	86
IV.6	Etude de Dalle plein :	90
IV.6.1	Calcul de ferraillage :	91
IV.7	Dalle machine :	96
IV.7.1	Introduction :	96

IV.7.2	Evaluation des charges et surcharge :	96
IV.7.3	Calcul du ferrailage :	102
Chapitre V : Etude sismique		106
V.1	Introduction :	106
V.2	Méthode d'étude sismique :	106
V.2.1	La méthode statique équivalente :	107
V.2.2	Méthodes dynamiques :	107
V.3	Calcul de la Force sismique :	108
V.3.1	Calcul de facteur d'amplification dynamique moyenne D :	109
V.3.2	Calcul de coefficient de comportement de la structure R :	110
V.3.3	Facteur de qualité Q :	111
V.4	Détermination du paramètre du spectre de réponse:	113
V.5	Modélisation :	113
V.5.1	Démarche de modélisation sur le logiciel états	113
V.6	Dispositions des voiles :	122
V.7	Vérification réglementaire :	123
Chapitre VI : Etude des éléments résistants :		127
VI.1	Introduction :	127
VI.2	Ferrailage des poteaux :	127
VI.3	Ferrailage des poutres :	139
VI.4	Voiles de contreventement :	153
Chapitre VII : Fondation :		166
VII.1	Introduction :	166
VII.2	Choix du type des fondations :	166
VII.3	Radier :	169
VII.3.1	Ferrailage du radier	174
VII.4	Ferrailage du débord	179

VII.5	Calcul des nervures :.....	180
VII.6	Etude des longrines :.....	189
VII.6.1	Introduction :.....	189
VII.6.2	Ferraillages des Longrine :.....	189

LISTE DES FIGURES

Figure I-1: plan d'architecture	4
Figure I-2: diagramme contrainte -déformation du béton	9
Figure I-3: diagramme déformation-contrainte de l'acier	11
Figure II-1: plancher corps creux	14
Figure II-2: Représentation du poteau le plus sollicité	17
Figure II-3: Schéma de l'escalier	21
Figure II-4: Coupes des voiles en plan	24
Figure II-5: Schéma d'acrotère	26
Figure II-6: Schéma d'ascenseur	27
Figure II-7: dalle machine	28
Figure IV-1: diagramme des moments à ELU type 1	41
Figure IV-2: diagramme des moments à ELS type 1	42
Figure IV-3: diagramme des efforts tranchants	43
Figure IV-4: diagramme des moments à ELU type 1	44
Figure IV-5: diagramme des moments à ELS type 1	44
Figure IV-6: diagramme des efforts tranchants	44
Figure IV-7: diagramme des moments à ELS type 1	56
Figure IV-8: diagramme des moments à ELS type 2	58
Figure IV-9: diagramme des moments à ELU type 2	59
Figure IV-10: diagramme des moments à ELS type 2	59
Figure IV-11: diagramme des efforts tranchant	59
Figure IV-12: schéma de ferrailage étage courant (type 1)	69
Figure IV-13: schéma de ferrailage terrasse (type 1)	70
Figure IV-14: schéma de ferrailage terrasse (type 2)	70
Figure IV-15: schéma de ferrailage de la dalle de compression	71
Figure IV-16: schéma de ferrailage du balcon	74
Figure IV-17: schéma de ferrailage de l'acrotère	81
Figure IV-18: schéma d'escalier	82
Figure IV-19: schéma de ferrailage d'escalier	86

Figure IV-20: schéma de ferrailage de la poutre palier.....	90
Figure IV-21: Schéma de ferrailage de dalle pleine.....	96
Figure IV-22: schéma représentatif de la surface d'impact.....	98
Figure IV-23: schéma de ferrailage de la dalle machine.....	105
Figure V-1: Limites des décrochements en élévation	111
Figure V-2: Définir un nouveau Modèle.....	114
Figure V-3: Définition des Dimensions de la Grille	115
Figure V-4: Définir Les Matériaux	115
Figure V-5: Définir la section des poteaux 1	116
Figure V-6: Définir la section des poutres principales.....	116
Figure V-7: Définir la section des poutres secondaire	117
Figure V-8: Définir Balcon 1	118
Figure V-9: Définir Balcon 2	119
Figure V-10: Définir les charges 1	119
Figure V-11: Définir les Charges 2	120
Figure V-12: Définition de la masse	121
Figure V-13: 1er Dispositions des voiles	122
Figure V-14: structure en 3D	122
Figure VI-1: schéma de ferrailage des poteaux.....	139
Figure VI-2: Schéma de ferrailage de la poutre principale	147
Figure VI-3: Schéma de ferrailage de poutre secondaire.....	153
Figure VI-4: schéma ferrailage de voile.....	165
Figure VII-1: Vue d'une semelle isolée	167
Figure VII-2: Vérification des semelles fila nets	168
Figure VII-3: Radier.....	169
Figure VII-4: Schéma de ferrailage du radier	179
Figure VII-5: Charges transmises aux nervures principales de radier.	182
Figure VII-6: Charges transmises aux nervures secondaires de radier.	182
Figure VII-7: section a ferrailage de nervure	183
Figure VII-8: Schéma de ferrailage de la nervure.....	188
Figure VII-9 : schéma de ferrailage de longrine	191

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1: section des poteaux.....	20
Tableau III-1: Evaluation des charge du plancher étage courant	29
Tableau III-2: Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	30
Tableau III-3: Evaluation des charges du balcon	30
Tableau III-4: Evaluation des charges de l'acrotère.....	31
Tableau III-5: Evaluation des charges du mur intérieur.....	32
Tableau III-6: Evaluation des charges du mur extérieur	32
Tableau III-7: Evaluation des charges du palier.....	33
Tableau III-8: Evaluation des charges de la volée	34
Tableau III-9: Evaluation des charges de dalle plain	35
Tableau IV-1: déférentes charges des poutrelles.....	37
Tableau IV-2: calcul de ferrailage de la poutre palier à ELU	88
Tableau IV-3: Vérification des contraintes de compression dans le béton	89
Tableau IV-4: ferrailage de dalle machine	102
Tableau IV-5: vérification des contraintes à ELS	104
Tableau V-1: Coefficient d'Accélération RPA99 version 2003	108
Tableau V-2: Valeur de T1 et T2	109
Tableau V-3: Valeur de $\xi\%$	110
Tableau V-4: Participation massique	123
Tableau V-5: Vérification de la résultante des forces sismiques	124
Tableau V-6: Vérification de Déplacement par étage (Drift)	125
Tableau V-7: Vérification P Delta (sismique).....	126
Tableau VI-1: l'effort inter de poteaux	129
Tableau VI-2: les armatures longitudinales	130
Tableau VI-3: Ferrailages récapitulatifs des poteaux.....	137
Tableau VI-4: Ferrailages récapitulatifs des poutres principales	146
Tableau VI-5: Sollicitation des voiles	155
Tableau VII-1: Tableau de ferrailage de radier.....	177

Tableau VII-2: Vérification des contraintes dans le béton.....	178
Tableau VII-3: Vérification des contraintes dans l'acier	178
Tableau VII-4: Vérification des contraintes dans l'acier	179
Tableau VII-5: Sollicitations de la nervure de radier. Dans le sens(x-x).....	182
Tableau VII-6: Sollicitations de la nervure de radier. Dans le sens (y-y).....	183

SYMBOLES ET NOTATIONS

A : coefficient d'accélération de zone

Aa : section d'armature en appui

A_l : section d'armature longitudinale

A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements

Ar : section d'armature de répartition

A_{ser} : section d'armature d'état limite de service

At : section d'armature de travée ou transversale

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance

A_x : section d'armature du sens x-x

A_y : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

Br : section réduite du béton

C_p : facteur de force horizontale

C_s : coefficient de sécurité

Cr : charge de rupture

Cr_n : charge de rupture minimale nécessaire

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

E_{ij} : module de déformation longitudinal instantanée

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée

G : action Permanente

H : hauteur

HA : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

I_f : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons

L : longueur

Le : longueur en élévation

Ln : entre axe des nervures

Lp : longueur en plan

M : moment fléchissant

Ma : moment fléchissant en appui

Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

Md : moment fléchissant de la droite

Me : masse du câble ; moment au centre de la section

Mf : moment fléchissant totale

Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps

Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

Ml : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

Mt : moment fléchissant de travée

Mu : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

Mw : moment fléchissant de la gauche

Mx : moment fléchissant du sens x-x

My : moment fléchissant du sens y-y

M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

M₁ : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud

M₂ : coefficient de Pigeaud

M₂₂ : moment suivant le sens 2-2

M₃₃ : moment suivant le sens 3-3

N : effort normal

Ne : effort normal au centre de la section

N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales

N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires

N_{ser} : effort normal d'état limite de service

Nu : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre ; périmètre

Pr : poids propre du radier

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure

S : surface
Sr : surface du radier
T : effort tranchant
T_x : période fondamentale dans le sens x-x
T_y : période fondamentale dans le sens y-y
Uc : périmètre du contour
V : action sismique ; effort horizontal
Vt : effort sismique à la base de la structure
W : poids total de la structure
Wp : poids de l'élément en considération.
a : longueur ; distance ; dimension
b : largeur
b₀ : largeur de la nervure
b₁ : largeur de poteau
c : enrobage
d : hauteur utile ;
e : excentricité ; espacement
e_a : excentricité additionnelle
f : flèche
f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
f_e : limite élastique d'acier
f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
g : giron de la marche
h : hauteur
h_c : hauteur du corps creux
h_a : hauteur de la dalle
h_e : hauteur libre
h_{moy} : hauteur moyenne
h_t : hauteur totale
h' : hauteur de la zone nodale
h₁ : hauteur du poteau
i : rayon de giration
j : nombre des jours
l : longueur ; distance

l_f : longueur de flambement
 l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
 l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
 l' : longueur de la zone nodale
 l_0 : longueur libre
 q_b : charge linéaire induite par les marches
 q_{eq} : charge linéaire équivalente
 q_l : charge linéaire
 q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_p : charge linéaire du palier
 s : espacement
 t : espacement ; période
 x : abscisse
 y : ordonnée
 y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
 α : Angle, coefficient sans dimension
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 ε : Coefficient de réponse
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
 θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
 λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
 μ : Moment réduit
 ν : Coefficient de poisson
 ρ : Rapport de deux dimensions
 σ : Contrainte de béton ou d'acier
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
 ψ : Coefficient de pondération
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique
 δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ : Sommation

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Introduction Générale

L'Algérie, comme tous les pays du monde, connaît le phénomène de la croissance démographique et la densité de la population (particulièrement dans la région du Nord) et qui nous impose la construction verticale dans le but d'économiser de l'espace.

Nous savons que l'Algérie connaît un mouvement sismique considérable à partir de l'expérience du tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 qui nous a montré que la plupart des bâtiments endommagés lors de cette catastrophe naturelle n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

La sécurité : assurer la stabilité de l'ouvrage.

- ❖ Economie : sert à diminuer les coûts du projet.
- ❖ Confort.
- ❖ Esthétique.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment d'habitation (RDC+7 Etage), il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

- ❖ Le 1^{er} chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ Le 2^{ème} chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- ❖ Le 3^{ème} chapitre descente de charge de l'élément structural

- ❖ Le 4^{ème} chapitre calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les escaliers et les planchers....).
- ❖ Le 5^{ème} chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors des vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS
- ❖ Le 6^{ème} chapitre présente le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS
- ❖ Pour le dernier chapitre (7^{ème} chapitre) on présente l'étude des fondations suivie par une Conclusion général

I Présentation De L'ouvrage Et Caractéristique Des mâtereaux

I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment 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. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2 Présentation de L'ouvrage :

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage habitation R+7 Le bâtiment et implanté à la wilaya d'AIN TMOUCHENT

Selon le RPA 99/2003, AIN TMOUCHENT est une zone de sismicité élevée

(Zone IIa).

I.2.1 Caractéristique géométrique :

- ✓ Longueur totale du bâtiment 24.50m
- ✓ Largeur totale du bâtiment 9.5m
- ✓ Hauteur totale du bâtiment 24.48m
- ✓ Hauteur du RDC 3.06m
- ✓ Hauteur des étages courants 3.06m

Description du projet :

Ce bâtiment est constitué d'un :

7 étages à usage d'habitations

Une terrasse inaccessible.

Une cage d'escalier.

Une cage d'ascenseur pour la relation entre les niveaux.

Pour chaque étage on a trois appartements F3

I.3 Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ RPA99 /version 2003.
- ✓ CBA93.
- ✓ DTR B.C.2.2.
- ✓ BAEL91/version 99.
- ✓ DTR BC2.33.2.

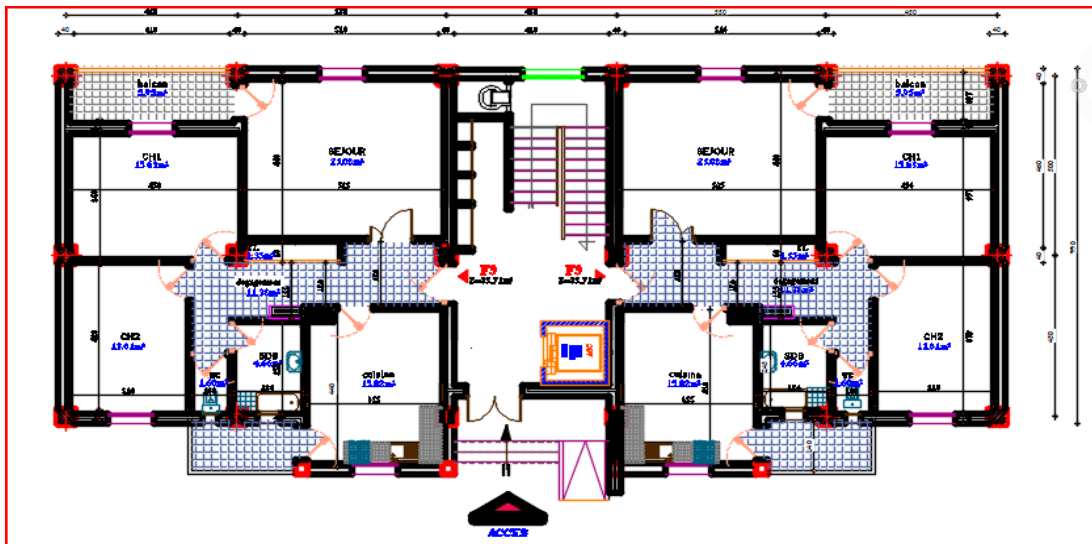


Figure I-1: plan d'architecture

I.4 Conception de la structure :

❖ Plancher :

Est une surface horizontale séparant deux niveaux successifs dans une construction recueillant les surcharges de fonctionnement du bâtiment, il a d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique, à la sécurité protection incendie et à l'esthétique, sans oublier le rôle technique de support de canalisations et réseaux divers.

Sa fonction principale consiste à :

Chapitre I : Prestation De L'ouvrage Et Caractéristique Des mâtereaux

Supporter les charges (poids des structures et actions permanentes) et les surcharges (actions variables et accidentelles) et les transmettre aux éléments porteurs à savoir les murs et les poteaux.

Transmettre des efforts horizontaux aux éléments de contreventement (diaphragme).

Conserver une certaine élasticité dans les limites acceptables.

Assurer une bonne isolation phonique.

Assurer l'isolation thermique.

Protéger quelquefois contre l'humidité.

Résister au feu.

❖ Revêtement :

Protection gravillon

Etanchéité multicouche

Isolation thermique en liège

Enduit en plâtre

❖ Escalier :

Ce sont des éléments qui permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux

Volées et deux paliers de repos.

❖ Maçonneries :

• Les murs extérieurs :

Sont réalisé en doubles parois en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5 cm.

• Les murs intérieurs :

Chapitre I : Prestation De L'ouvrage Et Caractéristique Des mâtereaux

Sont réalisés en simple cloison de 2 types de briques creuse de 15 cm d'épaisseur et de 10cm d'épaisseur.

❖ Revêtement :

- Enduit intérieur en ciment d'épaisseur de 2cm
- Enduit extérieur en ciment d'épaisseur de 2cm

❖ Contreventement :

C'est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

En utilisant pour cela :

Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.

Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est Indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages

❖ Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé

I.5 Caractéristique des matériaux :

I.5.1 Béton :

Le Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception. Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments, ouvrages d'art ...etc.

Chapitre I : Prestation De L'ouvrage Et Caractéristique Des mâtereaux

- ◆ Principaux caractéristiques et avantages de béton :

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

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

La mise en place des armatures dans le coffrage.

- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

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

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

Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

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

- ◆ Résistance mécanique :
- Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est

Mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

Chapitre I : Prestation De L'ouvrage Et Caractéristique Des matériaux

On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule du CBA93

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{Mpa} \dots (1) \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \geq 40 \text{Mpa} \dots (2) \end{array} \right.$$

Lorsque $28 < j < 60$ on utilise la relation (1)

Lorsque $j \geq 60$ on utilise la relation

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$$

Avec $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$

- Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est défini par la relation

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de $f_{cj} \leq 60 \text{Mpa}$.

Pour notre projet : $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$ et $f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$.

- Module de déformation longitudinale :
- Module de déformation instantanée :

Déformation instantanée du béton d'après le CBA93 est égale à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{Mpa}$$

- Module de déformation différée :

Charge de longue durée la formule d'après le CBA93 est égale à

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

- ◆ Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales

D'après le CBA93 :

Le coefficient de poisson est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations et à 0 pour le calcul des sollicitations.

- ◆ Déformation Et Contrainte De Calcul :

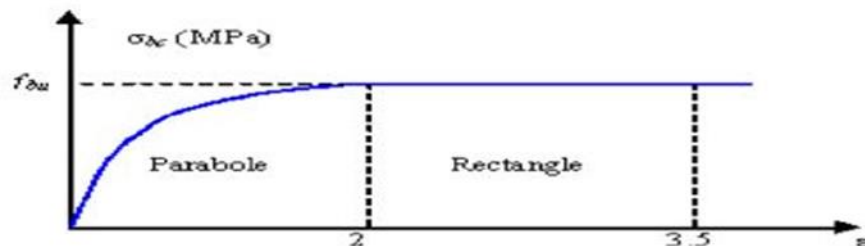


Figure I-2:diagramme contrainte -déformation du béton

Etat limite ultime de résistance Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire. Diagramme parabole rectangle : C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5‰)

$$\delta_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots\dots \text{CBA93}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

$\gamma_b = 1.15$ pour une situation accidentelle
 $\gamma_b = 1.5$ pour une situation fondamentale

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions > 24h

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et

Compris entre 1h et 24h.

$\Theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $< 1h$.

I.5.2 Acier :

Types d'aciers utilisés en B. A :

- ◆ Les ronds lisses :

Ils sont obtenus par laminage d'un acier doux sans traitement et ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie 215[MPa] ou 235[MPa] leurs surfaces ne présentent aucune aspérité, ils ne sont plus utilisés que pour faire des crochets de levage en raison de leur très grande déformation à la rupture.

- ◆ Les aciers laminés à chaud : aciers à haute adhérence (HA) type1 :

Naturellement dur, ce type d'acier présente une force spirale et sa limite d'élasticité garantie est de 400[MPa], il est utilisé pour augmenter l'adhérence béton acier

- ◆ Les aciers laminés à chaud : aciers à haute adhérence (HA) type2 :

Sa limite d'élasticité environ 500 [MPa]

Les aciers laminés à chaud par tréfilage :

Utilisé pour fabriquer les treillis soudés, la limite d'élasticité est de 500[MPa].

- ◆ Les propriétés de l'acier :

Lorsqu'on soumet une éprouvette d'acier naturel de section (S), de longueur (l), à un effort de traction (Ft), l'éprouvette sera soumise à une contrainte ($\sigma_s = F/S$) et s'allonge, sa longueur devient

$(l + \Delta l)$ et $\epsilon_s = \Delta l/l$.

Entre les points O et A le diagramme est constitué par une droite et σ_s est proportionnelle à ϵ_s , tel que $\sigma_s = E_s \times \epsilon_s$, avec $E_s = 2.105$ [MPa].

Chapitre I : Prestation De L'ouvrage Et Caractéristique Des matériaux

Dans cette région, lorsqu'on cesse d'agir la force F, l'éprouvette reprend sa longueur initiale, c'est le domaine élastique.

Si on continue à accroître la force F, au-delà de la valeur qui correspond à A, on constate qu'après le palier la courbe s'incurve, dans cette région l'éprouvette ne reprend plus sa longueur initiale si on supprime la force F.

Si on augmente la force F, on arrive au point B, c'est le point qui correspond à la contrainte maximale à laquelle l'acier peut résister

Au-delà de B, l'éprouvette continue à s'allonger (même sous charge décroissante) et on atteint rapidement la rupture

- ♦ Le diagramme contrainte déformation de l'acier à l'ELU :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte- déformation

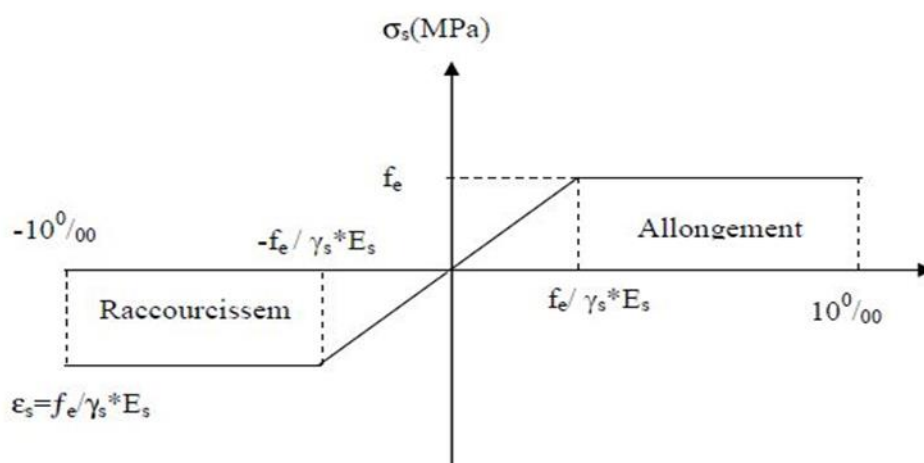


Figure I-3:diagramme déformation-contrainte de l'acier

γ : Coefficient de sécurité.

$\gamma= 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma= 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

- ♦ Etat limite de service ELS :

Chapitre I : Prestation De L'ouvrage Et Caractéristique Des matériaux

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable : $\delta_{st} \leq \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times ftj}\right\}$

Fissuration très préjudiciable : $\delta_{st} \leq \min\left\{\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \times ftj}\right\}$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec : $\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

II Pré dimensionnement :

II.1 Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations Suivantes :

Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.

Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA 99 version 2003

II.2 Pré-Dimensionnement Du Plancher :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

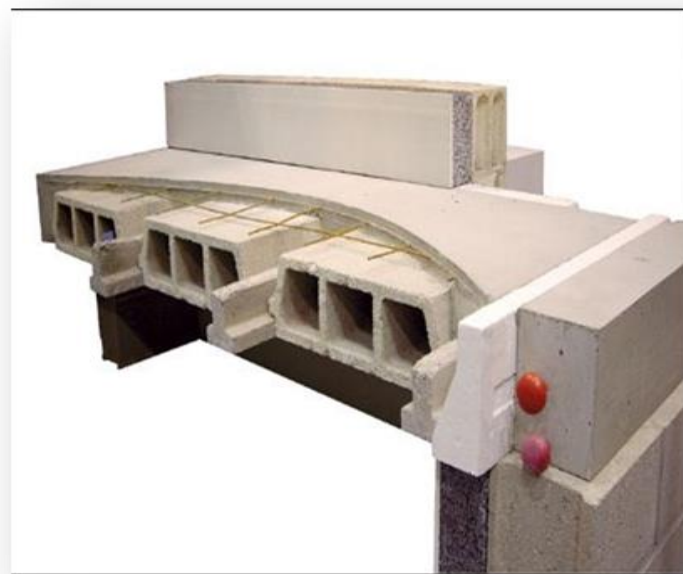


Figure II-1: plancher corps creux

Critère de Flèche

h_t : Hauteur totale du plancher

L_{max} : La distance entre axe d'appuis des poutrelles

$L=500\text{cm}$

$$\frac{500}{20} \geq h_t \geq \frac{500}{25}$$

$$25 \geq h_t \geq 20$$

On prend $h_t = 21\text{cm}$

On prend un plancher de type (16+5)

II.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton, leurs sections doivent respecter le critère de rigidité selon BAEL 91 ainsi que les conditions imposées par le règlement parasismique algérien

II.3.1 Poutre principale :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : la grande portée entre axe

$$L_{\max}=550 \text{ cm}$$

$$\frac{550}{15} \leq h_p \leq \frac{550}{10}$$

$$36.67 \leq h_p \leq 55$$

On prend $h_p = 45 \text{ cm}$

La largeur de la poutre

$$0.3h_p \leq b \leq 0.7h_p$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5$$

On prend $b=30 \text{ cm}$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

C.V

$$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4$$

Les dimensions des poutres principales sont (45×30)

II.3.2 Poutre secondaire :

$$L_{\max}=500$$

$$\frac{500}{15} \leq h_p \leq \frac{500}{10}$$

$$33.33 \leq h_p \leq 50$$

On prend $h = 40$ cm

La largeur de la poutre

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

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend $b = 30$ cm

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

C.V

$$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$$

Les dimensions des poutres secondaires sont (40×30)

II.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

- La première méthode :

Les poteaux sont dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure.

Les poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

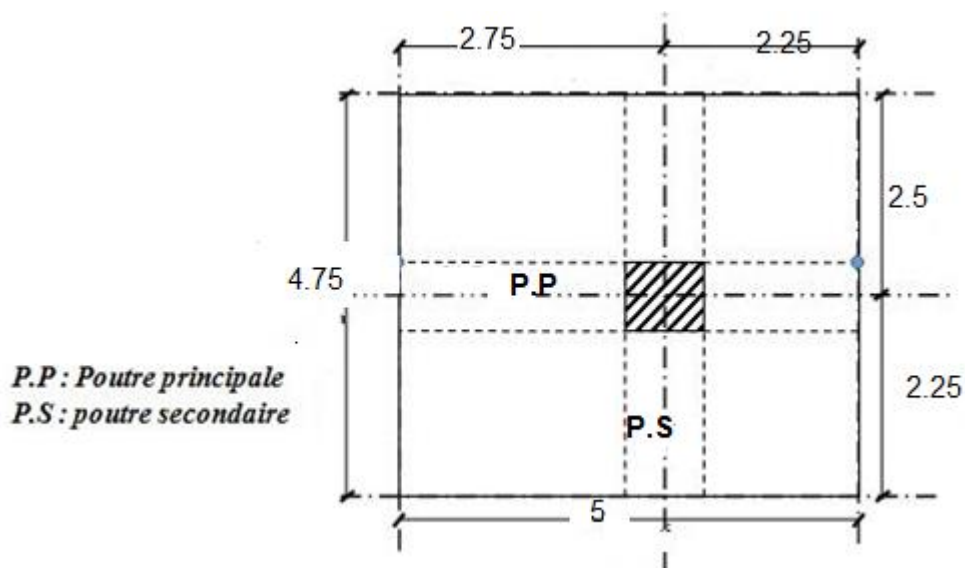


Figure II-2: Représentation du poteau le plus sollicité

On suppose une charge moyenne de $Q = 1\text{t/m}^2/\text{étage}$

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions imposées par la RPA99. VERSION2003

$\text{Min}(a, b) \geq 30$ Zone IIa (Ain t'émouchent)

$\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$ h_e : hauteur étage

$1/4 < a/b < 4$

$N_u = Q \times S \times n$

N_u : étant la charge verticale à l'E.L.U

S : la surface supporte par le poteau le plus sollicité

n : nombre d'étage

$S = (5 \times 4.75) = 23.75\text{m}^2$

$n = 8$

$N_u = 10 \times 23.75 \times 8$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

$$N_u = 1900 \text{ KN}$$

Calcul de section suivant RPA99 :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_s}{\gamma_s} \right)$$

B_r : Section de poteau

Cas normal $\gamma_b = 1.5$

$$\lambda < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \alpha = 0.708$$

$$B_r \geq \frac{N_u \times 0.9 \times \gamma_b}{\alpha \times f_{c28}}$$

$$B_r \geq 1449.15 \text{ cm}^2$$

$$B_r \geq (a - 2)^2$$

$$a \geq 40.06 \text{ cm}$$

$$a = 45 \text{ cm}$$

Les deux sèmes méthode :

$$S = 23.75 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{terrasse}} = 6.33 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad G_{\text{EC}} = 5.2 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q_{\text{EC}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_t \times S = 150.34 \text{ KN} \quad ; \quad G_{\text{EC}} \times S = 123.5 \text{ KN}$$

$$Q_t \times S = 23.75 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{\text{EC}} \times S = 35.625 \text{ KN}$$

Il ya 7 étage courant :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

$$G = 7 \times 123.5 = 864.5 \text{ KN}$$

$$Q = 7 \times 35.625 = 249.375 \text{ KN}$$

Poids propre de poutre principal :

$$P_p = 0.45 \times 0.3 \times 25 \times 5 = 16.875 \text{ KN}$$

Poids propre de poutre secondaire :

$$P_s = 0.4 \times 0.3 \times 25 \times 4.75 = 14.25 \text{ KN}$$

$$G_{\text{TOTAL}} = 864.5 + 150.34 + 16.875 + 14.25 = 1045.965 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{TOTAL}} = 249.375 + 23.75 = 273.125 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35(1045.965) + 1.5(273.125)$$

$$N_u = 1821.75 \text{ KN}$$

Prouteau voisin de rive :

$$1.15 \times N_u = 2095.01 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{N_u \times 0.9 \times \gamma_b}{\alpha \times f_{c28}}$$

$$B_r \geq 1597.88 \text{ cm}^2$$

$$B_r \geq (a - 2)^2$$

$$a \geq 42 \text{ cm}$$

$$a = 45 \text{ cm}$$

Tableau II-1: section des poteaux

Poteau	NU(KN)	Br(cm ²)	A=b (cm)
RDC	1821.75	1597.0	45
1 ^{ere} étage	1601.56	1221.5	40
2 ^{eme} étage	1377.36	1050.53	35
3 ^{eme} étage	1161.25	885.70	35
4 ^{eme} étage	941.09	717.78	30
5 ^{eme} étage	720.93	549.86	30
6 ^{eme} étage	465.13	354.76	30
7 ^{eme} étage	280.60	214.02	30

II.5 Les escaliers :

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

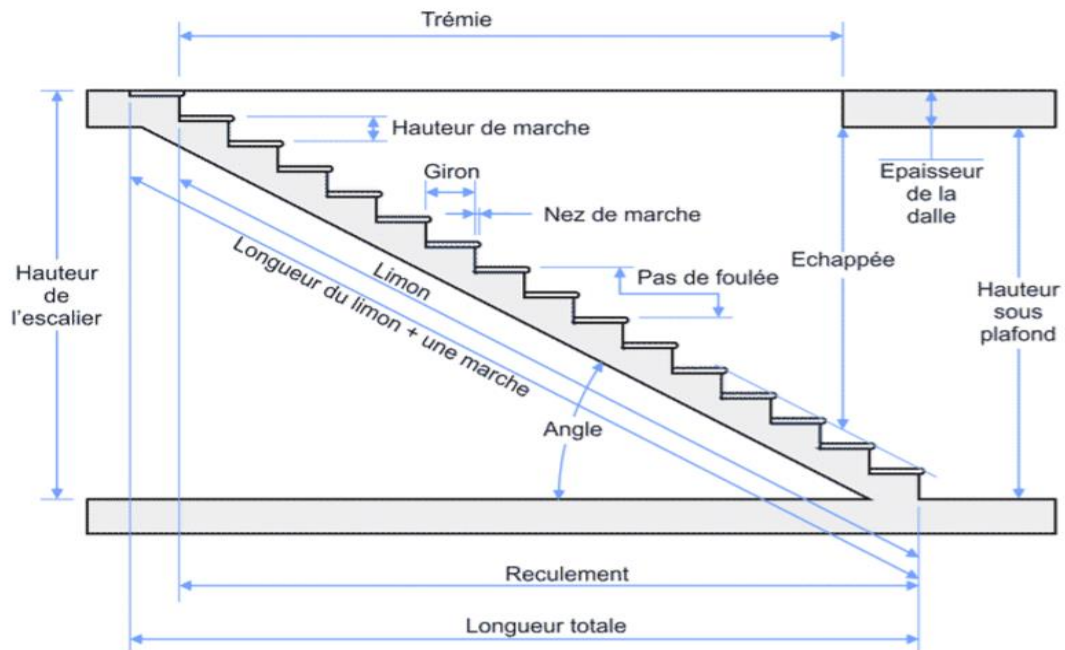


Figure II-3: Schéma de l'escalier

Les différents éléments constituant un escalier sont :

H_e : hauteur d'étage.

L : longueur de ligne de foulée

g : le giron.

h : hauteur du contre marche.

$H : H_e/2$

L'escalier de notre projet est de même type : deux volées et un palier intermédiaire.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

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

Nombre de contremarche :

$$H_e = 3.06 \text{ m}$$

On prend le giron $g = 30 \text{ cm}$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

$$14.5 \leq h \leq 18$$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$

$$N = H/h = 3.06/0.17 = 9$$

⇒ Donc : 9 contremarches par volée.

Nombre de marche :

$$N - 1 = 8 \text{ Marches par volée.}$$

Longueur de ligne de foulée :

$$L = (n - 1) \times g$$

$$L = (9 - 1) \times 0.30 \Rightarrow L = 2.4\text{m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.40} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

Longueur de la paillasse :

$$L_p = \frac{1.53}{\sin \alpha} = 2.846 \text{ m}$$

Epaisseur de palier :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\Rightarrow \frac{130}{30} \leq e \leq \frac{130}{20}$$

$$\Rightarrow 4.33 \leq e \leq 6.5$$

D'après le RPA 99 V 2003 On prend : $e = 15 \text{ cm}$

Epaisseur de palliase :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\Rightarrow \frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20}$$

$$\Rightarrow 9.5 \leq e \leq 14.25$$

D'après le RPA 99 V 2003 On prend : $e = 15 \text{ cm}$

II.6 Balcon :

Les dalles pleines sont des éléments horizontaux dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$\alpha < 0.4 \rightarrow$ un seul sens

$0.4 < \alpha < 1 \rightarrow$ deux sens

un seul sens: $\frac{l_x}{35} < e < \frac{l_x}{30}$

deux sens: $\frac{l_x}{45} < e < \frac{l_x}{40}$

$$\alpha = \frac{1.3}{5.5}$$

$$\alpha = 0.236$$

$0.236 < 4 \rightarrow$ un seul sens

un seul sens: $\frac{1.3}{35} < e < \frac{1.3}{30}$

un seul sens: $3.7 < e < 4.33$

D'après le RPA 99 V 2003 On prend : $e = 15 \text{ cm}$

II.7 Pré-Dimensionnement Des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

Le RPA 99 version 2003 les voiles doit satisfaire les conditions suivante :

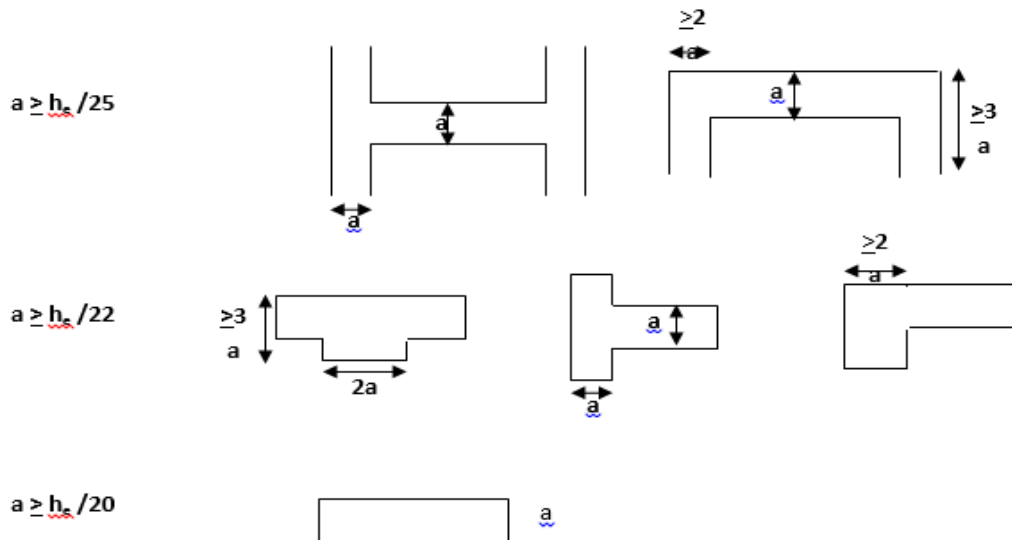


Figure II-4: Coupes des voiles en plan.

Type 1 : les voiles avec deux abouts sur des poteaux

$$a \geq \max\left[\frac{h_e}{25}; 15\text{cm}\right]$$

$$h_e = h - h_{ps}$$

h: hauteur d'etage

h_{pp}: hauteur poutre principale

$$a \geq \max\left[\frac{306 - 45}{25}; 15\text{cm}\right]$$

$$a \geq \max[10.44\text{cm}; 15\text{cm}]$$

On prend $a=15\text{cm}$

$$l \geq 4a$$

$$l \geq 4 \times 15$$

$$l \geq 60\text{cm}$$

Type 2 : les voiles avec un seul about sur un poteau

$$a \geq \max\left[\frac{h_e}{22}; 15\text{cm}\right]$$

$$h_e = h - h_{pp}$$

h: hauteur d'etage

h_{ps}: hauteur poutre secondaire

$$a \geq \max\left[\frac{306 - 40}{22}; 15\text{cm}\right]$$

$$a \geq \max[12.1\text{cm}; 15\text{cm}]$$

On prend a=15cm

$$l \geq 4a$$

$$l \geq 4 \times 15$$

$$l \geq 60\text{cm}$$

Type 3 : les voiles à abouts libres

$$a \geq \max\left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right]$$

$$h_e = h - h_{pp}$$

h: hauteur d'etage

h_{pp}: hauteur poutre principale

$$a \geq \max\left[\frac{306 - 45}{20}; 15\text{cm}\right]$$

$$a \geq \max[13.05\text{cm}; 15\text{cm}]$$

On prend $a=15\text{cm}$

$$l \geq 4a$$

$$l \geq 4 \times 15$$

$$l \geq 60\text{cm}$$

II.8 Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle d'empêcher les filtrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher terrasse et de protection du personnel d'entretien.

$$S = (0,8 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) / 2 + (0,1 \times 0,05) = 0,0875 \text{ m}^2$$

$$G = 0,0875 \times 25 = 2,18 \text{ kg/ml}$$

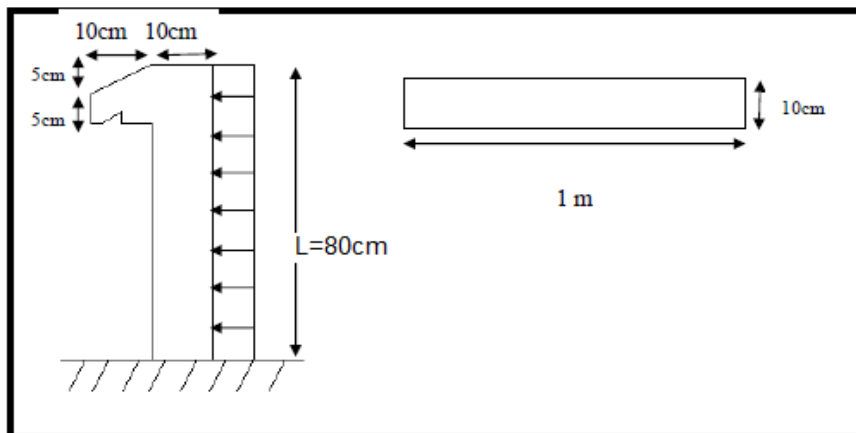


Figure II-5: Schéma d'acrotère

II.9 L'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction

Les dimensions et la construction

Ion et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.



Figure II-6: Schéma d'ascenseur

Dalle machine d'ascenseur :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents Niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière Verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

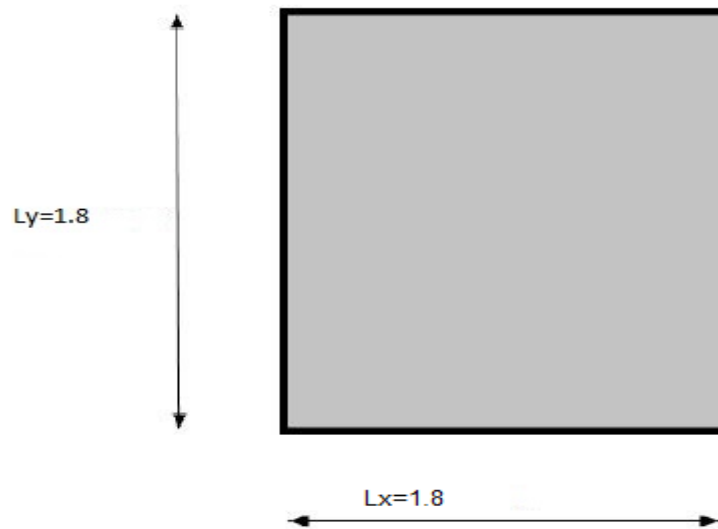


Figure II-7: dalle machine

$$S_{\text{ascenseur}} = 1.8 \times 1.8$$

$$S_{\text{ascenseur}} = 3.24 \text{ cm}^2$$

Résistance à la flexion :

$$\frac{L_y}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$$

$$\frac{180}{50} \leq e \leq \frac{180}{40}$$

$$3.6 \leq e \leq 4.5$$

Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine $e \geq 25\text{cm}$

III Descente des charges

III.1 Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque Elément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la Fondation (charge permanente G et charge d'exploitation Q

III.2 Plancher

- Plancher étage courant :

Tableau III-1: Evaluation des charge du plancher étage courant

Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G"(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle corps creux (16+5)	21	/	2.8
Enduit en plâtre	1	20	0.2
Cloison de séparation	10	10	1
			5.2

$$G = 5.2 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre III : Descente des charges

- Plancher terrasse inaccessible :

Tableau III-2: Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids volumique " γ " (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Gravillon de protection	5	0.17	0.85
Etanchéité multicouche	2	06	0.12
Isolation thermique	4	04	0.16
Corps creux 16+5	21	/	3.8
Enduit en ciment	1.5	1.8	0.27
Forme de pente	10	22	2.2
			6.33

$G = 6.33 \text{KN/m}^2$.

$Q = 1, 00 \text{KN/m}^2$

III.3 Balcon:

Tableau III-3: Evaluation des charges du balcon

Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids volumique " γ " (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en béton armé	15	25	3.75
Enduit en plâtre	1	20	0.2
			5.15

$$G=5,15\text{KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

III.4 Acrotère :

Poids propre de l'acrotère :

$$S = (0,8 \times 0,1) + \frac{0,1 \times 0,05}{2} + (0,05 \times 0,1) = 0,0875\text{m}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0,0875 = 2,187\text{KN/ml}$$

Poids de enduite extérieure (ciment e=1.5cm) :

$$G_2 = 20 \times 0,015 \times 0,8 \times 1 = 0,24\text{Kn}$$

Poids de enduite intérieur (ciment e=2cm) :

$$G_3 = 20 \times 0,02 \times 0,8 \times 1 = 0,32\text{Kn}$$

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2,75\text{Kn}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Tableau III-4: Evaluation des charges de l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit en ciment (KN/ml)	G totale (KN/ml)
0.8	0.1	0.0875	2.187	0.56	2.75

La charge totale estimée est : $G = 2,75$

La charge d'exploitation est : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.5 Murs intérieurs :

Tableau III-5: Evaluation des charges du mur intérieur

Designation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Brique ceruse 10	0.01	09	0.9
Enduit extérieure	0.02	12	0.24
Enduit extérieure	0.02	12	0.24
G total	1.38		

G = 1,38 KN/m².

III.6 Murs extérieur :

Tableau III-6: Evaluation des charges du mur extérieur

Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit ciment extérieur	1.2	18	0.21
Brique creuse de 15cm	15	/	1.3
Lame d'aire	5	/	/
Brique creuse 10cm	10	/	0.90
Enduit en plâtre intérieure	0.9	10	0.90
			3.31

G = 3.31 KN/m²

III.7 Escalier :

- Palier :

Tableau III-7: Evaluation des charges du palier

Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids volumique " γ " (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit en plâtre	2	10	0.2
			5.15

$$G = 5,15 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.5 \text{ KN/m}^2.$$

Chapitre III : Descente des charges

- Volée :

Tableau III-8: Evaluation des charges de la volée

Description		Epaisseur "e" (cm)	Poids volumique " γ " (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	Horizontal	1	22	0.22
	Vertical	1	22	0.22
Mortier de pose	Horizontal	1	20	0.2
	Vertical	1	20	0.2
Lit de sable		2	18	0.36
Dalle pleine 15cm		15/cos32.52	25	4.45
Enduit en platre		1	20	0.2
Poids des marches			20.17/2	1.7
Cloison séparation		10	10	1
				8.55

$G = 8,55 \text{ KN/m}^2.$

$Q=2.5 \text{ KN/m}^2.$

III.8 Dalle plain :

Tableau III-9: Evaluation des charges de dalle plain

Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids volumique " γ " (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en béton armé	15	25	3.75
Enduit en plâtre	1	20	0.2

$$G = 5,15 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

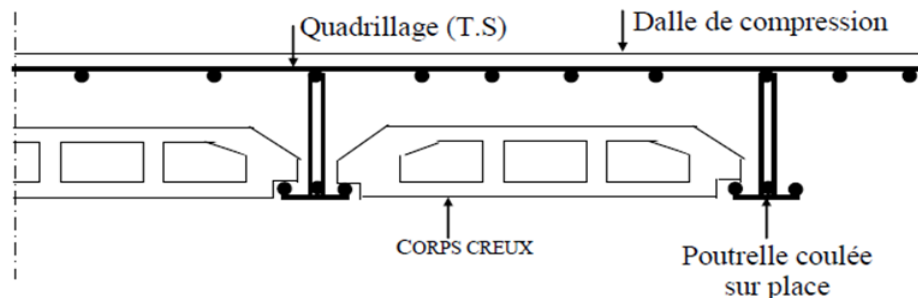
IV Etude des éléments secondaire :

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous nous intéresserons à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (différents planchers, escaliers, acrotère). D'où leur ne prend pas en considération l'action sismique.

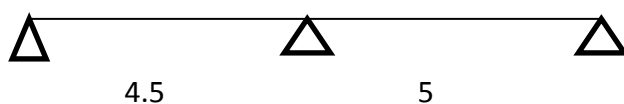
IV.2 Étude du plancher :

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (16+5 =21cm)

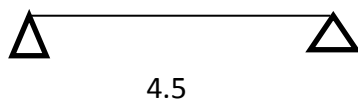


IV.2.1 Les types des poutrelles :

Type 1:



Type 2:



IV.2.2 Méthodes de calcul des sollicitations :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode des trois moments.

Tableau IV-1: déférentes charges des poutrelles

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	Pu=(1.35G+1.5Q)b	Ps =(G+Q)b
RDC et étage courant	5.2	1.5	0.65	6.03	4.36
Terrasse	6 .33	1	0.65	6.53	5.55

- Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

La surcharge d'exploitation modérée $Q < (2G ; 5 \text{ KN})$

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « $I = \text{constante}$ »

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 à 1,25

La fissuration est considérée non préjudiciable à la tenue de béton armé.

1^{ere} condition: $1.5 < (10.4; 5 \text{ KN}) \text{ CV}$

2^{eme} condition: $0.8 \leq \frac{4.5}{5} \leq 1.25 \text{ CV}$

- Détermination des efforts internes :

Nous avons 4 types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 1 par la méthode forfaitaire et les autres sont calculés directement par logiciel ETABS.

- Calcul des Sollicitations :

1/Plancher Etage courant et RDC :

A L'ELU:

A L'ELS:

$$G = 5.2 \text{ KN/m}$$

$$G = 5.2 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 6.03 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 4.36 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

ELU :

Travée AB

$$M_0^{AB} = \frac{6,03 \times 4.5^2}{8} = 15.26 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_0^{BC} = \frac{6,03 \times 5^2}{8} = 18.84 \text{ KN.m}$$

ELS :

Travée AB

$$M_0^{AB} = \frac{4,36 \times 4.5^2}{8} = 11.04 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_0^{BC} = \frac{4.36 \times 5^2}{8} = 13.625 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

ELU :

$$M_B = -0.6 \times M_0^{BC}$$

$$M_B = -0.6 \times 18.84 = -11.30 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.15 \times M_0^{BC}$$

$$M_C = -0.15 \times 18.84 = -2.83 \text{ KN.m}$$

$$M_A = -0.15 \times M_0^{AB}$$

$$M_A = -0.15 \times 15.26 = -2.3 \text{KN.m}$$

ELS :

$$M_B = -0.6 \times M_0^{BC}$$

$$M_B = -0.6 \times 13.625 = -8.175 \text{KN.m}$$

$$M_C = -0.15 \times M_0^{BC}$$

$$M_A = -0.15 \times M_0^{AB}$$

$$M_C = -0.15 \times 13.625 = -2.043 \text{KN.m}$$

$$M_A = -0.15 \times 11.04 = -1.656 \text{KN.m}$$

Moments en travée:

Chaque travée est calculée indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq [\max(1 + 0,3\alpha; 1,05)]M_0$$

M_d : Moment sur l'appui de droite

M_g : Moment sur l'appui de gauche

$$M_t \geq \frac{1.2+0,3\alpha}{2} M_0$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \alpha = \frac{1.5}{1.5+5.2} = 0.223$$

$$1 + 0,3\alpha = 1.066$$

ELU :

Travée AB :

$$M_0^{AB} = 15.26 \text{KN.m}$$

1^{ere} condition :

$$M^{AB} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_0 - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M^{AB} \geq (1 + 0.3 \times 0.223) \times 15.26 - \frac{2.3 + 11.3}{2}$$

$$M^{AB} = 9.48 \text{KN.m}$$

2^{eme} condition :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{AB} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223)}{2} \times 15.26$$

$$M_{AB} \geq 9.67 \text{KN.m}$$

$$M_{AB} = \max(9.48, 9.67)$$

$$M_{AB} = 9.67 \text{KN.m}$$

Travée BC :

$$M_0^{BC} = 18.84 \text{KN.m}$$

1^{ere} condition

$$M^{AB} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_0 - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M^{AB} \geq (1 + 0.3 \times 0.223) \times 18.84 - \frac{11.3 + 2.83}{2}$$

$$M^{BC} \geq 13.03 \text{KN.m}$$

2^{eme} condition :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{BC} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223)}{2} \times 18.84$$

$$M_{BC} \geq 11.93 \text{KN.m}$$

$$M_{BC} = \max(13.03, 11.93)$$

$$M_{BC} = 13.03 \text{ KN.m}$$

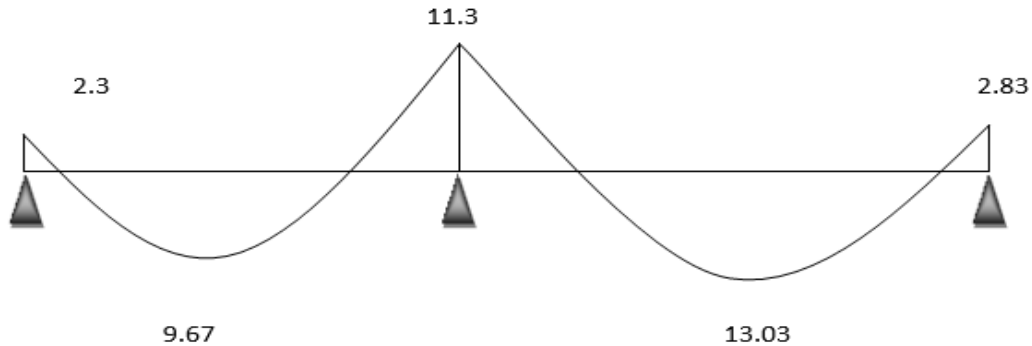


Figure IV-1: diagramme des moments à ELU type 1

ELS :

Travée AB :

$$M_0^{AB} = 11.04 \text{ KN.m}$$

1^{ère} condition :

$$M^{AB} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_0 - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M^{AB} \geq (1 + 0.3 \times 0.223) \times 11.04 - \frac{1.656 + 8.175}{2}$$

$$M^{AB} \geq 6.86 \text{ KN.m}$$

2^{ème} condition :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{AB} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223)}{2} \times 11.04$$

$$M_{AB} \geq 6.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB} = \max(6.86, 6.99)$$

$$M_{AB} = 6.99 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_0^{BC} = 13.625 \text{KN.m}$$

1^{ere} condition :

$$M^{BC} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_0 - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M^{AB} \geq (1 + 0.3 \times 0.223) \times 13.625 - \frac{8.175 + 2.043}{2}$$

$$M^{BC} \geq 9.43 \text{KN.m}$$

2^{eme} condition :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{BC} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223)}{2} \times 13.625$$

$$M_{BC} \geq 8.63 \text{KN.m}$$

$$M_{BC} = \max(9.43, 8.63)$$

$$M_{BC} = 9.43 \text{KN.m}$$

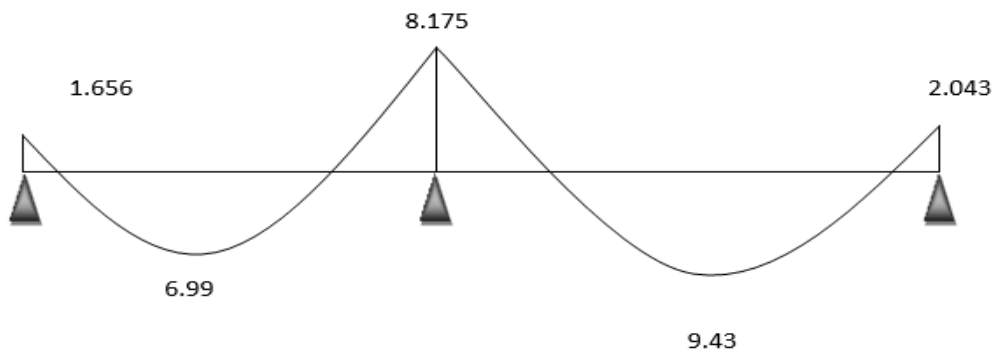


Figure IV-2: diagramme des moments à ELS type 1

Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort Tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le

premier appui Intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

On note que :

$$V_0 = \frac{q_u \times l_i}{2}$$

Avec :

V_0 : effort tranchant isostatique

q_u : la charge sur les poutrelles

l_i : la longueur de la travée considérée.

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.03 \times 4.5}{2} \quad V_A = 13.57 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{6.03 \times 4.5}{2} = -15.6 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.03 \times 5}{2} = 17.34 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.03 \times 5}{2} = -15.075 \text{ KN}$$

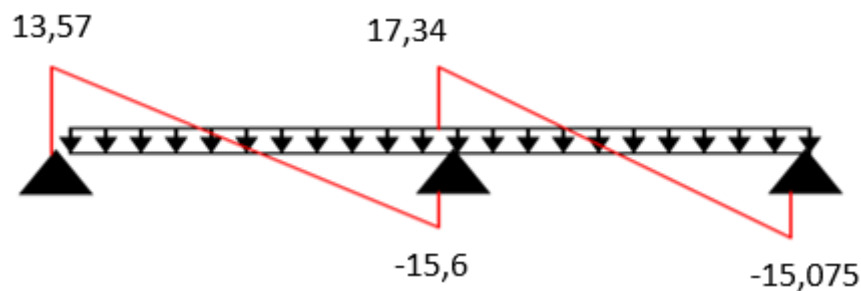


Figure IV-3: diagramme des efforts tranchants

L'utilisation de logiciel ETABS pour type 2

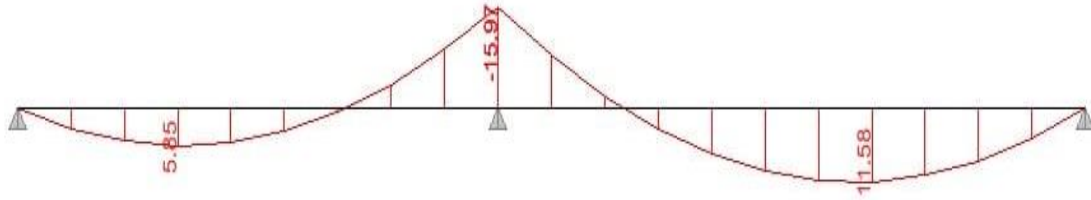


Figure IV-4: diagramme des moments à ELU type1

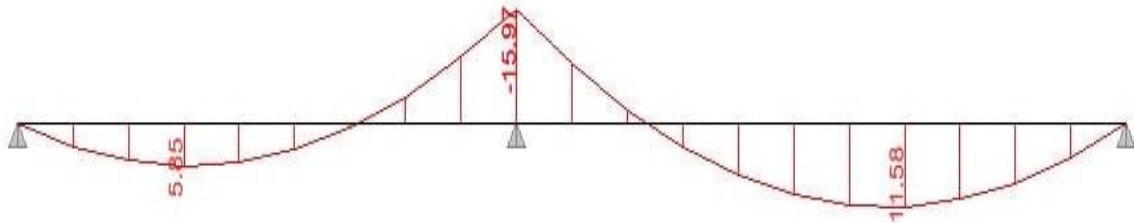


Figure IV-5: diagramme des moments à ELS type 1

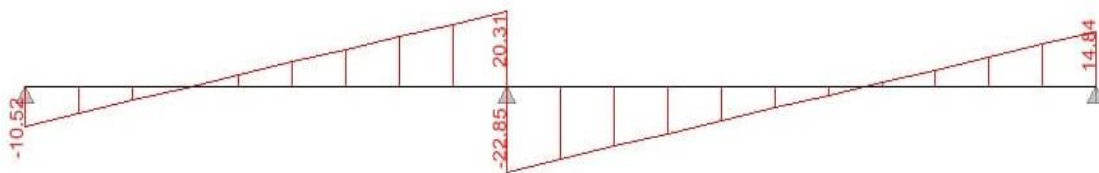


Figure IV-6: diagramme des efforts tranchants

IV.2.3 Ferrailage des poutrelles les étages courants :

E.L.U :

En travée

$$M_t = 13.03 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,65 \text{ m}; h_0 = 0,05\text{m}; h = 0,21\text{m}; d = 0,9 h = 0,189 \text{ m}$$

$$\delta_{bc} = \frac{0.85 \times f_c 28}{\gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.03 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.189^2 \times 14.2} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_u = 0$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.0497$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.0497) = 0.98$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.03 \times 10^{-3}}{0.98 \times 0.189 \times 348} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 2 \text{ T } 12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times b d f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18.9 \times 2.1}{400} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1.48 \text{ cm}^2$$

En appuis (inter médiane)

$$M_B = 11.3 \text{ KN.m}$$

$$b_0 = 0,12 \text{ m} ; h_0 = 0,05\text{m} ; h = 0,21\text{m} ; d = 0,9 h = 0,189 \text{ m}$$

$$\delta_{bc} = \frac{0.85 \times f_c 28}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_B}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{11.3 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189^2 \times 14.2} = 0.185$$

$$\mu = 0.185 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_u = 0$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.185})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.257$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.257) = 0.897$$

$$A_a = \frac{M_B}{\beta d \sigma_s} = \frac{11.3 \times 10^{-3}}{0.897 \times 0.189 \times 348} = 1.91 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times b_0 d f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 0.189 \times 2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.27 \text{ cm}^2$$

En appuis (rive)

$$M_C = 2.83 \text{ KN.m}$$

$$b_0 = 0, 12 \text{ m}; h_0 = 0,05 \text{ m}; h = 0,21 \text{ m}; d = 0,9 h = 0,189 \text{ m}$$

$$\delta_{bc} = \frac{0.85 \times f_c 28}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_B}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{2.83 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\mu = 0.046 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_u = 0$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.058$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.058) = 0.976$$

$$A_a = \frac{M_c}{\beta d \sigma_s} = \frac{2.83 \times 10^{-3}}{0.976 \times 0.189 \times 348} = 0.44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times b_0 d f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 0.189 \times 2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17.34 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189} = 0.765 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{\text{lim}} \quad \text{C.V}$$

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min(0.6; 1.2; 1.2)$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE215

$$\text{Choix : } 2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

Calcul des Espacement :

D'après le RPA 99 on a

Zone nodale :

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right)$$

$$st \leq \min(5.25; 7.2; 30\text{cm})$$

On prend $st = 5\text{cm}$

Zone courante :

$$st \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2}$$

$$st = 10.5 \text{ cm}$$

On prend $st=10 \text{ cm}$

Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

Vérification des contraintes

En travée : $M_{ser}=7\text{KN.m}$; $b=0.65\text{m}$; $d=0.189\text{m}$; $A_u=2.26\text{cm}^2$; $A_u' = 0$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} = Contrainte admissible du béton

$\bar{\sigma}_{bc}$ = Contrainte admissible de l'acier

M_{ser} : Moment max al 'ELS.

Y : position de l'axe neutre.

I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec :

$$D = \frac{15}{b} (Au + Au') = \frac{15}{65} (2.26 + 0) = 0.52 \text{ cm} ; (Au' = 0)$$

$$E = \frac{30}{b} (Au \times d) = \frac{30}{65} (2.26 \times 18.9) = 19,71 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$Y = -0.52 + \sqrt{0.52^2 + 19.71} = 3.95 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_{xx} = \frac{b}{3} Y^3 + 15 Au(d - y)^2 = \frac{65}{3} \times 3.95^3 + 15 \times 2.26 (18.9 - 3.95)^2$$

$$I_{xx} = 8912.047 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7 \times 10^{-3}}{0.8912047 \times 10^{-4}} \times 0.0395 = 3.1 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

En appuis

$$M_{ser} = 8.175 \text{ KN.m} ; b = 0.12 \text{ m} ; d = 0.189 \text{ m} ; Au = 2.26 \text{ cm}^2 ; Au' = 0$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec :

$$D = \frac{15}{b} (Au + Au') = \frac{15}{12} (2.26 + 0) = 2.825 \text{ cm} ; (Au' = 0)$$

$$E = \frac{30}{b} (Au \times d) = \frac{30}{12} (2.26 \times 18.9) = 106.785 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$Y = -2.825 + \sqrt{2.825^2 + 106.785} = 7.88 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I_{xx} = \frac{b}{3} Y^3 + 15 Au(d - y)^2 = \frac{12}{3} \times 7.88^3 + 15 \times 2.26 (18.9 - 7.88)^2$$

$$I_{xx} = 6074.044 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.175 \times 10^{-3}}{0.6074044 \times 10^{-4}} \times 0.0788 = 10.60 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

D'après les règles B.A.E.L 91, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

L : la portée de la travée entre nus d'appui

H : la hauteur totale de la section droite

D : la hauteur utile de la section droite

b_0 : La largeur de la nervure

M_t : Le moment en travée maximal à E.L.S

A: Section des armatures tendue (choisie)

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa)

La flèche admissible :

$$\Delta f_{t,max} = \frac{l}{500} \quad \text{Si } l \leq 5,00\text{m}$$

$$\Delta f_{t,max} = \frac{l}{500} + 0,5\text{cm} \quad \text{Si } l \geq 5,00\text{m}$$

Vérification de la flèche pour plancher courant :

$$\frac{h}{l} = \frac{21}{500} = 0,042 < \frac{1}{16} = 0,062$$

La 1^{ère} condition n'est pas satisfaisante donc la vérification de la flèche s'impose :

La flèche admissible pour une poutre supérieur a 5m est de :

f_{gi} et f_{gv} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement

f_{ji} : Flèches dues aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons

f_{pi} : Flèche due a l'ensemble des charges appliquées (G+Q)

Evaluations des moments en travées :

$q_{ser}^E = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient a la poutrelle

$q_{ser}^j = 0,65 \times G^{rev}$: La charge permanente qui revient a la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{ser}^P = 0,65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation

Avec : $j = G - G^{revetement} = 2,8\text{KN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser}^j = 0,65 \times G^{rev} = 0,65 \times 2,8 = 1,82\text{KN/m} \\ q_{ser}^E = 0,65 \times G = 0,65 \times 5,2 = 3,38\text{KN/m} \\ q_{ser}^P = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times (5,2 + 1,5) = 4,355\text{KN/m} \end{array} \right.$$

$$M_{ser}^E = 0,75 \times q_{ser}^E \times \frac{l^2}{8} \rightarrow M_{ser}^E = 0,75 \times \frac{3,38 \times 5^2}{8} = 7,92 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^j = 0,75 \times q_{ser}^j \times \frac{l^2}{8} \rightarrow M_{ser}^j = 0,75 \times \frac{1,82 \times 5^2}{8} = 4,26 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^P = 0,75 \times q_{ser}^P \times \frac{l^2}{8} \rightarrow M_{ser}^P = 0,75 \times \frac{4,355 \times 5^2}{8} = 10,21 \text{KN.m}$$

Contrainte (σ_s) :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \left(d - \frac{y_1}{3} \right)} = \frac{M_{ser}}{K} \sigma_s = \frac{M_{ser}}{3,97 \times 10^{-5}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sj} = \frac{M_{ser}^j}{K} = \frac{4,26 \times 10^{-3}}{3,97 \times 10^{-5}} = 107,30 \text{MPa} \\ \sigma_{sE} = \frac{M_{ser}^E}{K} = \frac{7,92 \times 10^{-3}}{3,97 \times 10^{-5}} = 199,49 \text{MPa} \\ \sigma_{sP} = \frac{M_{ser}^P}{K} = \frac{10,21 \times 10^{-3}}{3,97 \times 10^{-5}} = 257,178 \text{MPa} \end{array} \right.$$

Module de déformation longitudinale :

$$f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{MPa}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{MPa}$$

Calcul du moment d'inertie (I_0) : section de calcul du moment d'inertie

Position de l'axe neutre :

$$y_1 = 3,94 \text{cm}$$

$$I = 8912,047 \text{cm}^4$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$\begin{cases} B_0 = B + n \times A = 0.21 \times 0.65 + 15 \times 2.26 \times 10^{-4} = 0.139\text{m}^2 \\ n = 15 \end{cases}$$

$$s_{xx} = b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d = 0.0149\text{m}^3$$

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{3} + n \times A \times d^2 = 2.12 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

$$I_0 = I_{xx} - B_0 \times V_x^2 = 5,5 \times 10^{-4}\text{m}^4$$

$$I_0 = 5,5 \times 10^{-4}\text{m}^4 \longrightarrow \text{Moment d'inertie de la section total (acier + béton)}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.26}{12 \times 18.9} = 0.0099$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0.05 \times 65 \times 2.1}{(2 \times 65 + 3 \times 12) \times 0.0099} = 4.2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.68$$

Inertie fictives(I_f): si $\mu \leq 0$ donc $\mu = 0$

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.6 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.4 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 1,72 \times 10^{-4}\text{m}^4 \\ If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 2,62 \times 10^{-4}\text{m}^4 \\ If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 2,7 \times 10^{-4}\text{m}^4 \\ If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 3,2 \times 10^{-4}\text{m}^4 \end{cases}$$

Evaluation des flèches :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} = 1,92 \times 10^{-3} \text{m} \\ f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} = 2,35 \times 10^{-3} \text{m} \\ f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 2,94 \times 10^{-3} \text{m} \\ f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 5,72 \times 10^{-3} \text{m} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f_{adm} = \frac{L}{500} + 0,5 \text{cm}$$

$$\Delta f_t = 5,72 \times 10^{-3} - 1,92 \times 10^{-3} + 2,94 \times 10^{-3} - 2,35 \times 10^{-3} = 4,39 \times 10^{-3} \text{m} = 0,44 \text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{500}{1000} + 0,5 \text{cm} = 1 \text{cm}$$

$$f_{adm} = 1 \text{cm} > \Delta f_t = 0,44 \text{cm} \text{ Condition vérifié}$$

Ferrailage de la dalle de comprissions :

D'après CBA 93

2 on utilisa des barre de type rondisse

$$500 \leq L \leq 80 \quad A1 = 4 \frac{L1}{f_e} = 1,106 \text{cm}^2 \quad \text{on adopted } 5\phi 6 = 1,41 \text{cm}^2$$

$$L1 \leq 50 \quad A2 = \frac{A1}{2} = 0,705 \text{ cm} \quad \text{on adopted } 3\phi 6 = 0,84 \text{cm}^2$$

2/Terrasse inaccessible :

$$G = 6,33 \text{KN/m}^2 ; Q = 1 \text{KN/m}^2 ; b = 0,65 \text{m} ; p_u = 6,53 \text{KN} ; p_s = 5,55 \text{KN}$$

Calcul a l'état limite ultime :

Calcul des moments fléchissant :

1****les moments en appui :

Appui de rives :

$$\text{Appui A : } M_A = -0,15 M_0$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6,53 \times 4,5^2}{8} = 16,53 \text{KN.m}$$

$$M_A = -2,5 \text{KN.m}$$

$$\text{Appui C : } M_c = -0,15M_0$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6,53 \times 5^2}{8} = 20,41 \text{KN.m}$$

$$M_c = -3,06 \text{KN.m}$$

Appui intermédiaire :

$$l'_w = 4,5 \text{m}$$

$$l'_e = 5 \text{m}$$

$$M_B = -\frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{6,52 \times 4,5^3 + 6,53 \times 5^3}{8,5 \times (4,5 + 5)}$$

$$M_B = -17,47 \text{KN.m}$$

2****les moments en travée :

Travée AB :

$$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{M_w - M_e}{2ql^2}$$

$$M_e = M_B = \frac{6,53 \times 4,5^3 + 5,55 \times 5^3}{8,5(4 + 5)} = 15,96 \text{KN.m}$$

$$M_0 = \frac{6,53 \times 4,5^2}{8} = 16,53 \text{KN.m}$$

$$M_{TAB} = 16,53 - \frac{2,5 + 15,96}{2} + \frac{2,5 - 15,96}{2 \times 6,53 \times 4,5^2}$$

$$M_{TAB} = 7,25 \text{KN.m}$$

Travée BC :

$$M_B = -\frac{5,55 \times 4,5^3 + 6,53 \times 5^3}{8,5 \times (4,5 + 5)} = 16,37 \text{KN.m}$$

$$M_0 = \frac{6,53 \times 5^2}{8} = 20,41 \text{KN.m}$$

$$M_{TBC} = 20,41 - \frac{16,37 + 3,06}{2} + \frac{16,37 - 3,06}{2 \times 6,53 \times 5^2}$$

$$M_{tBC} = 10,74 \text{KN.m}$$

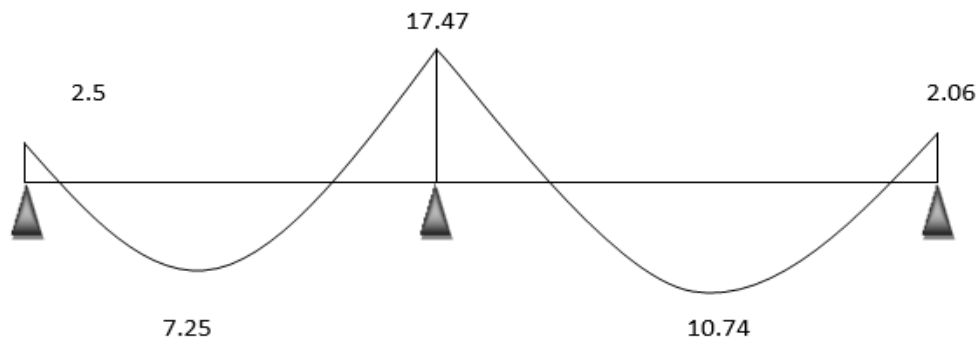


Figure IV-7: diagramme des moments à ELS type 1

Calcul des efforts tranchants (T):

Effort tranchant en appui A :

$$V_A = 11,70 \text{KN}$$

2/effort tranchant sur appui B :

$$V_B = -\frac{6,53 \times 4,5}{2} + \frac{2,5 - 17,47}{4,5}$$

$$V_B = -18,02 \text{KN}$$

$$V_3 = \frac{6,52 \times 5}{2} + \frac{17,74 - 3,03}{5}$$

$$V_B = 19,20 \text{KN}$$

3/effort tranchant sur appui C :

$$V_A = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = \frac{6,53 \times 4,5}{2} + \frac{2,5 - 15,96}{4,5} = 11,70 \text{KN}$$

2/effort tranchant sur appui B :

$$V_B = -\frac{6,53 \times 4,5}{2} + \frac{2,5 - 17,47}{4,5} = -18,02 \text{KN}$$

$$V_B = \frac{6,52 \times 5}{2} + \frac{17,74 - 3,03}{5} = 19,20 \text{KN}$$

3/effort tranchant sur appui C :

$$V_C = -\frac{6,53 \times 5}{2} + \frac{16,37 - 3,03}{5} = -13,66 \text{KN}$$

à l'ELS :

$$p_s = 4,76 \text{KN} ; p_s = 4,11 \text{KN}$$

les moments en appui :

Appui de rives :

$$\text{Appui A : } M_A = -0,15M_0$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4,76 \times 4,5^2}{8} = 12,05 \text{KN.m}$$

$$M_A = -1,81 \text{KN.m}$$

$$\text{Appui C : } M_c = -0,15M_0$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4,76 \times 5^2}{8} = 14,87 \text{KN.m}$$

$$M_c = -2,23 \text{KN.m}$$

Appui intermédiaire :

$$l'_w = 4,5 \text{m}$$

$$l'_e = 5 \text{m}$$

$$M_B = -\frac{p_{sw} \times l_w^3 + p_{se} \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{4,76 \times 4,5^3 + 4,76 \times 5^3}{8,5 \times (4,5 + 5)}$$

$$M_B = -12,75 \text{KN.m}$$

2/les moments en travée :

Travée AB :

$$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{M_w - M_e}{2ql^2}$$

$$M_e = M_B = \frac{4,76 \times 4,5^3 + 4,11 \times 5^3}{8,5(4,5 + 5)} = 11,73 \text{KN.m}$$

$$M_{TAB} = 12,05 - 6,77 - 0,051$$

$$M_{TAB} = 5,23 \text{KN.m}$$

Travée BC :

$$M_B = -\frac{4,11 \times 4,5^3 + 4,76 \times 5^3}{8,5 \times (4,5 + 5)} = 12,01 \text{KN.m}$$

$$M_0 = \frac{4,76 \times 5^2}{8} = 14,87 \text{KN.m}$$

$$M_{TBC} = 14,87 - 7,12 + 0,041$$

$$M_{TBC} = 7,79 \text{KN.m}$$

Diagramme du moment fléchissant :

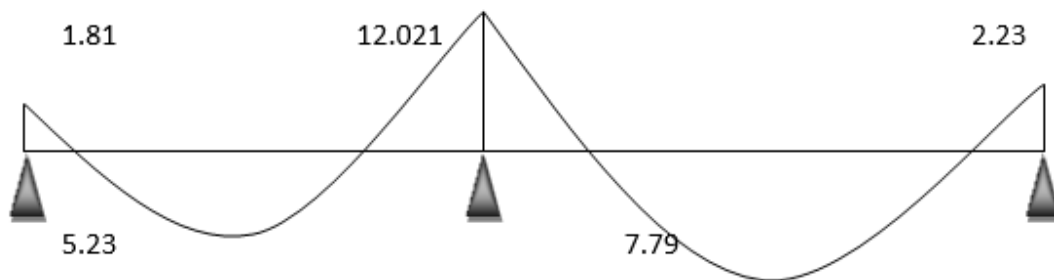


Figure IV-8: diagramme des moments à ELS type 2

Calcul des efforts tranchants (T):

Effort tranchant en appui A :

Effort tranchant sur appui A :

$$V_A = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = \frac{4,76 \times 4,5}{2} + \frac{1,81 - 11,73}{4,5} = 8,5 \text{KN}$$

Effort tranchant sur appui B :

$$V_B = -\frac{4,76 \times 4,5}{2} + \frac{1,81 - 12,75}{4,5} = -13,14 \text{ kN}$$

$$V_B = \frac{4,76 \times 5}{2} + \frac{12,75 - 2,23}{5} = 14,01 \text{ kN}$$

Effort tranchant sur appui C :

$$V_C = -\frac{4,76 \times 5}{2} + \frac{12,01 - 2,23}{5} = -9,94 \text{ kN}$$

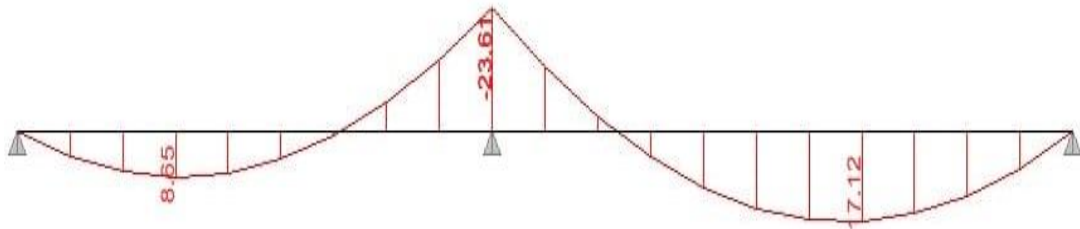


Figure IV-9: diagramme des moments à ELU type 2

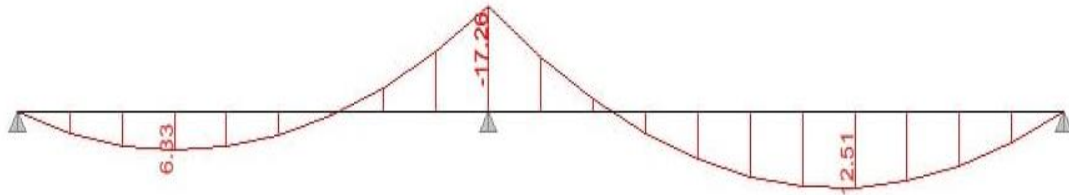


Figure IV-10: diagramme des moments à ELS type 2

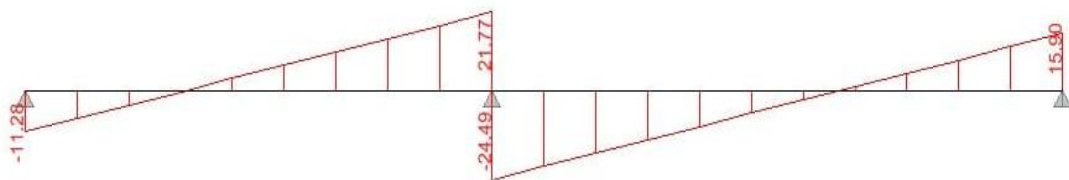


Figure IV-11: diagramme des efforts tranchant

IV.2.4 Ferrailage des poutrelles terrasse :

$$M_t = 10,74 \text{ KN.m}$$

$$h = 21\text{cm} ; b = 65\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; h_0 = 5\text{cm} ; d = 18.9\text{cm} ; F_e 400 ; f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

Vérification a l'ELU :

En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \rightarrow M_{tu} = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) \times 10^3$$

$M_{tu} = 75 \text{ KN.m} \geq M_t = 10,74 \text{ KN.m} \rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression \rightarrow étude d'une section $b \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{10,74 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,2}$$

$$= 0,032 < 0,186$$

$$\rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A'_u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,041$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10,7 \times 10^{-3}}{348 \times 0,984 \times 0,189}$$

$$A_t = 1,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T12 = 2,26 cm²

Vérification de la condition de non fragilité : CBA93 (Art A4.2.1)

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

L'axe neutre passe par la table de compression et comme le béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène a une section rectangulaire $b_0 \times h$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,1}{400} = 1,48 \text{cm}^2$$

En appui :

Appui intermédiaire :

$$M_a^{\text{inter}} = 17,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{17,5 \times 10^{-8}}{0,12 \times 0,189^2 \times 14,2} = 0,287 \geq 0,186 \rightarrow \text{pivot B} \rightarrow$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = 0,667$$

$$\beta_1 = 1 - 0,4 \alpha_1 = 0,733$$

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 \beta_1 = 0,391$$

$$0,287 \leq 0,391$$

$$\rightarrow A'_u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,434$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,826$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17,5 \times 10^{-3}}{348 \times 0,826 \times 0,189}$$

$$A_a = 3,22 \text{cm}^2$$

On adopte : 1T16 + 1T14 = 3,55 cm²

Vérification de la condition de non fragilité : CBA93 (Art A4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times 2,1}{400} = 0,27 \text{cm}^2 < A_a^{\text{inter}}$$

Appui de rive :

$$M_a^{\text{rive}} = 3,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,06 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189^2 \times 14,20} = 0,05 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A} \rightarrow \xi = 10\% \rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{Mp}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,064$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9744$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3,06 \times 10^{-3}}{348 \times 0,9744 \times 0,189}$$

$$A_a = 0,47 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité : CBA93 (Art A4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times 2,1}{400} = 0,27 \text{cm}^2 < A_a^{\text{rive}}$$

Vérification de risque de rupture par cisaillement :

D'après le CBA93 (Article 5.1.1) , la contrainte tangentielle τ_u doit vérifier la condition suivante :

$$\text{Avec : } b_0 = 0,12 \text{m ; } d = 0,189 \text{m ; } V = 0,0192 \text{MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_{mi}} \leq (0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa}) \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,846 \leq 3,43 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Ferraillage transversale :

Armature transversale : BAEL99 (Art 5.1.2.2)

$$\phi_t \leq \min(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min(8; 6; 12)$$

Soit : $\phi_t \leq 6\text{mm}$

On adopte : $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Calcul des espacements :

D'après le RPA99 on a :

Zone nodal :

$$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(\frac{21}{4}; 12 \times 0,8; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq 5,25\text{cm}$$

On prend : $S_t = 5\text{cm}$

Zone courante :

$$S_t = \frac{h}{2} \rightarrow S_t = \frac{21}{2}$$

On prend : $\rightarrow S_t = 10,5 \text{ cm}$

Vérification a l'ELS :

Les vérifications à faire :

Etat limite d'ouverture des fissures

Etat limite de déformation

Etat limite d'ouverture des fissures :

En travée :

$$M_{ser} = 7,79\text{KN.m} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 0,65\text{m} ; h_0 = 0,05\text{m} ; h = 0,21 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 0,189 ; b_0 = 0,12\text{cm}$$

$$A_u = 2.355\text{cm}^2 ; A'_u = 0$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$f_{(h_0)} = \frac{b \cdot h_0^2}{2} + n \times A \times h_0 - n \times A' \times d$$

$$f_{(h_0)} = \frac{65 \cdot 5^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 5 - 15 \times 2.26 \times 18.9$$

$$f_{(h_0)} = 341.29 \text{ cm}^2 > 0 \rightarrow \text{Axe neutre dans la table de compression } (b_0 = b)$$

$$f_{(y_1)} = \frac{b \times y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd') = 0$$

$$= \frac{65 \times y_1^2}{2} + 15 \times 2,26 \times y_1 - 15 \times 2.26 \times 18.9 = 0$$

$$f_{(y_1)} = 32.5y_1^2 + 33,9y_1 - 640,71 = 0$$

$$y_1 = 3,94\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + nA'(y_1 - d')^2 + nA(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{65 \times 3,94^3}{3} + 15 \times 2.26(18.9 - 3,94)^2$$

$$I = 8912,047 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{7.79 \times 10^{-3}}{0,8912 \times 10^{-4}} \times 0.0394 = 3.44\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.44\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

En appui :

$$M_{ser} = -12,75 \text{ KN.m} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; b=0.65 \text{ cm};$$

$$h_0 = 0.05\text{m} ; h = 0.21\text{m} ; b_0 = 0,12 \text{ } A_u = 3,55\text{cm}^2 ; A'_u = 0$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$f_{(h_0)} = \frac{b \cdot h_0^2}{2} + n \times A \times h_0 - n \times A \times d$$

$$f_{(h_0)} = \frac{65 \times 5^2}{2} + 15 \times 3,55 \times 5 - 15 \times 3,55 \times 18,9$$

$$f_{(h_0)} = 72,325 > 0 \rightarrow \text{Axe neutre dans la table de compression}$$

$$f_{(y_1)} = \frac{b_0 \times y_1^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + n(A + A')]y_1 - \left[(b - b_0) \frac{h_0}{2} + nAd + nA'd' \right]$$

$$= \frac{12 \times y_1^2}{2} + [(65 - 12)5 + 15 \times 3,55]y_1 - \left[(65 - 12) \frac{5}{2} + 15 \times 3,55 \times 18,9 \right]$$

$$f_{(y_1)} = 6y_1^2 + 318,25y_1 - 1138,925$$

$$\sqrt{\Delta} = 271,935 \rightarrow y_1 = 3,86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y_1^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_1 - h_0)^3}{3} + n \times A'(y_1 - d')^2 + nA(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{12 \times 3,86^3}{3} - (65 - 12) \frac{(3,86 - 5)^3}{3} + 15 \times 3,55(18,9 - 3,86)^2$$

$$I = 12301,458 \text{ cm}^4$$

$$\text{La contrainte : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{12,75 \times 10^{-8}}{12301,458 \times 10^{-8}} \times 3,86$$

$$\sigma_{bc} = 4 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ cv}$$

Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

D'après les règles B.A.E.L 91, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

L : la portée de la travée entre nus d'appui

H : la hauteur totale de la section droite

D : la hauteur utile de la section droite

b_0 : La largeur de la nervure

M_t : Le moment en travée maximal a E.L.S

A: Section des armatures tendue (choisie)

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa)

La flèche admissible :

$$\Delta f_{t,max} = \frac{l}{500} \quad \text{Si } l \leq 5,00\text{m}$$

$$\Delta f_{t,max} = \frac{l}{500} + 0,5\text{cm} \quad \text{Si } l \geq 5,00\text{m}$$

Vérification de la flèche pour plancher courant :

$$\frac{h}{l} = \frac{21}{500} = 0,042 < \frac{1}{16} = 0,062$$

La 1^{ere} condition n'est pas satisfaisante donc la vérification de la flèche s'impose :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f_{adm} = \frac{l}{500} + 0,5\text{cm}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de :

f_{gi} et f_{gv} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement

f_{ji} : Flèches dues aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q)

Evaluations des moments en travées :

$q_{ser}^E = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient a la poutrelle

$q_{ser}^j = 0.65 \times G^{rev}$: La charge permanente qui revient a la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons

$q_{ser}^P = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation

Avec : $j = G - G^{revetement} = 2.8 \text{KN/m}^2$

$$\begin{cases} q_{ser}^j = 0.65 \times G^{rev} = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{KN/m} \\ q_{ser}^E = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.33 = 4.11 \text{KN/m} \\ q_{ser}^P = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.33 + 1) = 4.76 \text{KN/m} \end{cases}$$

$$M_{ser}^E = 0,75 \times q_{ser}^E \times \frac{l^2}{8} \rightarrow M_{ser}^E = 0,75 \times \frac{4.11 \times 5^2}{8} = 9,63 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^j = 0,75 \times q_{ser}^j \times \frac{l^2}{8} \rightarrow M_{ser}^j = 0,75 \times \frac{1.82 \times 5^2}{8} = 4,26 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^P = 0,75 \times q_{ser}^P \times \frac{l^2}{8} \rightarrow M_{ser}^P = 0,75 \times \frac{4.76 \times 5^2}{8} = 11,15 \text{KN.m}$$

Contrainte (σ_s) :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \left(d - \frac{y_1}{3} \right)} = \frac{M_{ser}}{K} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{4.13 \times 10^{-5}}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sj} = \frac{M_{ser}^j}{K} = \frac{4,26 \times 10^{-3}}{3,97 \times 10^{-5}} = 107,30 \text{MPa} \\ \sigma_{sE} = \frac{M_{ser}^E}{K} = \frac{9,63 \times 10^{-3}}{3,97 \times 10^{-5}} = 242,569 \text{MPa} \\ \sigma_{sP} = \frac{M_{ser}^P}{K} = \frac{11,15 \times 10^{-3}}{3,97 \times 10^{-5}} = 280,856 \text{MPa} \end{cases}$$

Module de déformation longitudinale :

$$f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{MPa}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{MPa}$$

Calcul du moment d'inertie (I_0) : section de calcul du moment d'inertie

Position de l'axe neutre :

$$y_1 = 3,94 \text{cm}$$

$$I = 8912,047 \text{cm}^4$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$\left\{ \begin{array}{l} B_0 = B + n \times A = 0.21 \times 0.65 + 15 \times 2.26 \times 10^{-4} = 0.139 \text{m}^2 \\ n = 15 \end{array} \right.$$

$$s_{xx} = b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d = 0.0149 \text{m}^3$$

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{3} + n \times A \times d^2 = 2.12 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$I_0 = I_{xx} - B_0 \times V_x^2 = 4,98 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$I_0 = 4,98 \times 10^{-4} \text{m}^4 \longrightarrow \text{Moment d'inertie de la section total (acier+ béton)}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.26}{12 \times 18.9} = 0.0099$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0.05 \times 65 \times 2.1}{(2 \times 65 + 3 \times 12) \times 0.0099} = 4.2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.68$$

Inertie fictives (I_f): si $\mu \leq 0$ donc $\mu = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.42 \\ \mu_{\text{sg}} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{\text{sg}} + f_{t28}} = 0.686 \\ \mu_{\text{sp}} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{\text{sp}} + f_{t28}} = 0.722 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 1,98 \times 10^{-4} \text{m}^4 \\ I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 1,411 \times 10^{-4} \text{m}^4 \\ I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 1,358 \times 10^{-4} \text{m}^4 \\ I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 2,545 \times 10^{-4} \text{m}^4 \end{array} \right.$$

Evaluation des flèches :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} = 1,67 \times 10^{-3} \text{m} \\ f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} = 5,30 \times 10^{-3} \text{m} \\ f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} = 6,38 \times 10^{-3} \text{m} \\ f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 8,74 \times 10^{-3} \text{m} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f_{adm} = \frac{L}{500} + 0.5 \text{cm}$$

$$\Delta f_t = 8,74 \times 10^{-3} - 1,67 \times 10^{-3} + 6,38 \times 10^{-3} - 5,30 \times 10^{-3} = 8,15 \times 10^{-3} \text{m} = 0,81 \text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{500}{1000} + 0.5 \text{cm} = 1 \text{cm}$$

$$f_{adm} = 1 \text{cm} > \Delta f_t = 0,81 \text{cm} \text{ Condition vérifié}$$

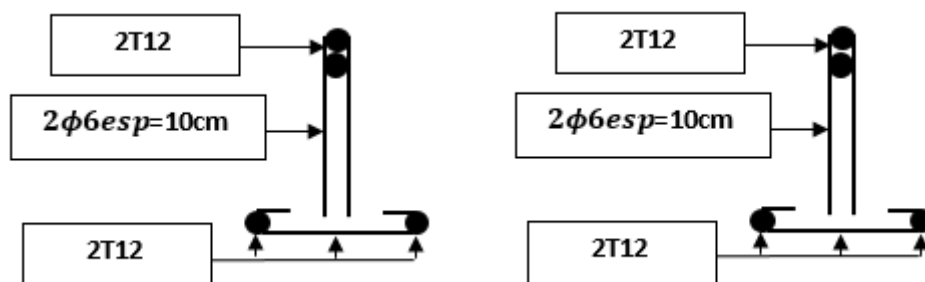


Figure IV-12: schéma de ferrailage étage courant (type 1)

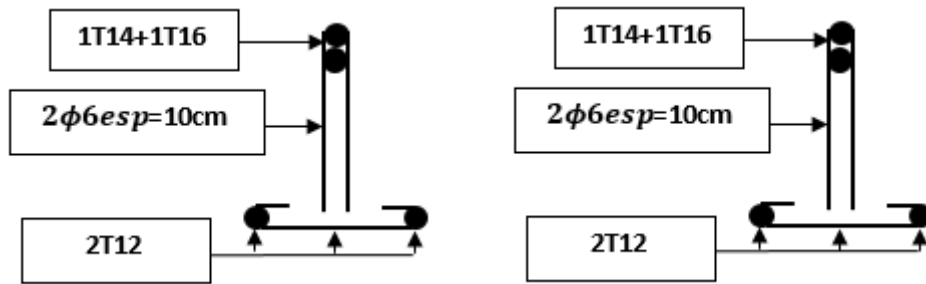


Figure IV-13: schéma de ferrailage terrasse (type1)

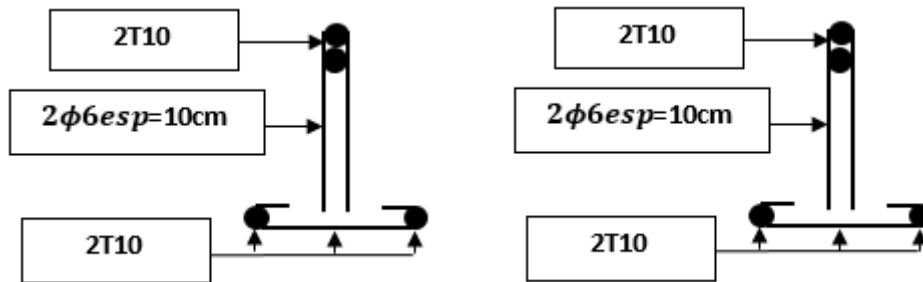


Figure IV-14: schéma de ferrailage terrasse (type2)

IV.2.5 Ferrailage de la dalle de compression :

D'après CBA 93

2 on utilisa des barre de type rondisse

$$500 \leq L \leq 80 \quad A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} = 1,106 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopted } 5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$L_1 \leq 50 \quad A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,705 \text{ cm} \quad \text{on adopted } 3\phi 6 = 0,84 \text{ cm}^2$$

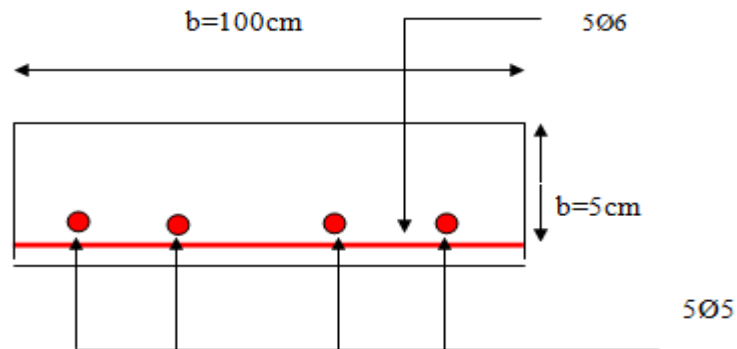


Figure IV-15: schéma de ferrailage de la dalle de compression

IV.3 Etude du balcon :

$L_x=1.3m$; $L_y=5.5m$; $Q=3.5KN/m^2$; $G=5.15KN/m^2$

$$\rho = \frac{1.3}{5.5} = 0.236 < 0.4 \text{ dalle plein suivant un sens}$$

IV.3.1 Calcul les sollicitations :

ELU

$$q_{u\text{balcon}} = (1.35 \times 5.15) + (1.5 \times 3.5) = 12.2 \text{KN/ml}$$

$$q_{u\text{mur}} = (1.35 \times 1) = 1.35 \text{KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{12.2 \times 1.3^2}{2} - (1.35 \times 1.3)$$

$$M_u = 12.064 \text{KN.m}$$

Effort tranchant

$$V_u = (q_u \times l) + q_{\text{mur}}$$

$$V_u = (12.2 \times 1.3) + 1.35$$

$$V_u = 17.21 \text{KN}$$

ELS

$$Q_{s\text{balcon}} = (5.15 + 3.5) = 8.65 \text{KN/ml}$$

$$Q_{s\text{mur}} = 1 \text{KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{8.65 \times 1.3^2}{2} - (1 \times 1.3)$$

$$M_s = 8.61 \text{KN.m}$$

IV.3.2 Calcul du Ferrailage :

$$M_u = 12.064 \text{KN.m} ; b=100\text{cm}; h=15\text{cm}; d=0.9h$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.064 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu}$$

$$0.046 < 0.186 \Rightarrow A_{u'} = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa.}$$

$$\alpha = 0.0588 \quad ; \quad \beta = 0.976$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.064 \times 10^{-3}}{45.852} = 2.63 \text{cm}^2$$

$$4T10 = 3.14 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{cm}^2$$

Les armatures de répartitions A_r :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{cm} \quad \text{Soit : } 4T 8 = 2.01 \text{cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$V_{u\max} = 17.21\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} \quad \tau_u = \frac{17.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.127\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5\text{MPa}$$

On a donc : $0.127 \leq 2.5$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec :

$$D = \frac{15}{b} (Au + Au') = \frac{15}{100} (3.14 + 0) = 0.471\text{cm} \quad ; (Au' = 0)$$

$$E = \frac{30}{b} (Au \times d) = \frac{30}{100} (3.14 \times 13.5) = 12.717 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$Y = -0.471 + \sqrt{0.471^2 + 12.717} = 3.12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I_{xx} = \frac{b}{3} Y^3 + 15 Au(d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 3.12^3 + 15 \times 3.14 (13.5 - 3.12)^2$$

$$I_{xx} = 6087.138 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.61 \times 10^{-3}}{0.6087138 \times 10^{-4}} \times 0.0312 = 4.41 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \text{C. V}$$

Vérification de déformation (la flèche)

$$\frac{h}{L} \geq \max \left\{ \frac{3}{80}; \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M} \right\} = 0.115 \geq (0.0375; 0.07)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2 \text{MPa}}{f_e} = \frac{3.14}{100 \times 13.5} \leq \frac{2}{400} = 0.0023 \leq 0.005$$

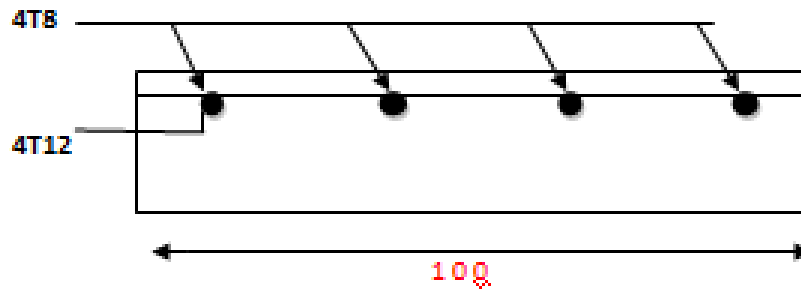


Figure IV-16: schéma de ferrailage du balcon

IV.4 Etude de l'acrotère :

Poids propre de l'acrotère :

$$S=0.0875\text{m}^2$$

$$G_1=2.187\text{KN/ml}$$

Poids de enduite extérieure (ciment e=1.5cm) :

$$G_2=20 \times 0.015 \times 0.8 \times 1 = 0.24\text{Kn}$$

Poids de enduite enterreur (ciment e=2cm) :

$$G_3=20 \times 0.02 \times 0.8 \times 1 = 0.32\text{Kn}$$

$$W_p=G_1+G_2+G_3=2.75\text{Kn}$$

Charge d'exploitation :

$$Q=1 \text{ KN/ml}$$

IV.4.1 Calcul de la force sismique :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{Avec :}$$

A= (Groupe d'usage)

C_p = (Elément en console).

Zone Air Témouchent ($A=0.15$; $C_p=0.8$)

F_p : Force statique équivalente horizontale.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.75$$

$$F_p = 1.32 \text{Kn}$$

Effort normal et moment fléchissant :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q \quad \text{avec } (M_G=0 ; M_Q=F_p)$$

$$M_u = 1.98 \text{Kn.m}$$

$$N_u = 1.35 \times G$$

$$N_u = 3.71 \text{Kn}$$

IV.4.2 Calcul du ferrailage :

Calculer de l'excentricité :

Da pre CBA 93(A-4-3-5)

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

$$e_a = \max \left(\frac{h}{250} ; 2 \text{cm} \right)$$

$$e_a = 2 \text{cm} \quad ; \quad e_1 = 0.553 \text{m}$$

L'excentricité du 2^{ème} ordre ($M_G=0$; $\alpha = 0$)

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha \times \theta)$$

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

$$\theta = 2$$

$$l_f = 160\text{cm}$$

$$h = 10\text{cm}$$

$$e_2 = 1.53\text{cm}$$

$$e_0 = e_1 + e_2$$

$$e_0 = 0.568\text{m}$$

Sollicitations corrigées pour calculer en flexion composée :

$$M_{uG0} = N_u \times e_0$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0.568\text{m}$$

$$M_{uG0} = 2.107\text{KN.m}$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$M_{uA} = N_u \times e_A$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_A = 0.568 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.61\text{m}$$

$$M_{uA} = 2.26\text{KN.m}$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} N_{ser} = G \\ M_{ser} = F_p \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 2.75\text{KN} \\ M_{ser} = 1.32\text{KN.m} \end{cases}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$e_{0ser} = 0.48\text{m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \times e_A$$

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_A = 0.48 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.52\text{m}$$

$$M_{\text{serA}} = 1.43\text{KN.m}$$

Moment réduit agissent :

$$\mu_{\text{bc}} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right)$$

$$\mu_{\text{BC}} = 0.8 \frac{0.1}{0.09} \left(1 - 0.4 \frac{0.1}{0.09}\right) = 0.49$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\text{uA}}}{b \times d^2 \times f_{\text{bu}}}$$

$$\mu_{\text{uA}} = \frac{2.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.02$$

$\mu_{\text{uA}} < \mu_{\text{BC}} =$ Section partiellement tendus

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma_M = \frac{M_{\text{uA}}}{M_{\text{serA}}} \gamma_M = \frac{2.26}{1.43} = 1.58$$

$$\gamma_N = \frac{N_u}{N_{\text{ser}}} \gamma_M = \frac{3.71}{2.75} = 1.35$$

$$V_u = \frac{N_u}{b \times d \times f_{\text{bu}}}$$

$$V_u = \frac{3.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09 \times 14.2} = 2.9\text{KN}$$

le calcul de se fera selon l'organigramme

$$V_s = \frac{V_u}{\gamma_N} \frac{0.85}{0.9 \times \theta}$$

$$V_s = \frac{2.9 \times 0.85}{1.35 \times 0.9} = 2.027\text{Kn}$$

$$\mu_1 = \mu_{\text{u,lim}} = \frac{1 - (1 - V_u)^2}{2}$$

$$\mu_1 = \mu_{\text{u,lim}} = \frac{1 - (2.9 \times 10^{-3})^2}{2} = 2.89 \times 10^{-3}$$

$$\mu_2 = 0.48$$

$$\mu_u = \frac{\mu_1 + \mu_2}{2}$$

$$\mu_u = \frac{0.00289 + 0.48}{2} = 0.24$$

$$15\rho_s = (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} - V_u) \frac{0.85 \times 11.5}{\theta} \frac{f_{c28}}{f_s} = 0.168$$

$$\alpha_1 = V_s - 15\rho_s + \sqrt{(V_s - 15\rho_s)^2 + 30\rho_s}$$

$$\alpha_1 = 0.437$$

$$\mu_s = \frac{\alpha_1}{2} \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right)$$

$$\mu_s = \frac{0.437}{2} \left(1 - \frac{0.137}{3}\right) = 0.186$$

$$\mu = \mu_s \times \gamma_M \frac{0.90 \times \theta}{0.85}$$

$$\mu = 0.311$$

$$\Delta\mu = \mu_2 - \mu_1$$

$$\Delta\mu = 0.477$$

$$\Delta\mu > 10^{-5} \rightarrow \mu > \mu_u$$

$$\mu_{u,lim} = \mu_1 = \mu = 0.311$$

$$0.02 \leq 0.311$$

$A' = 0$ (calculer une flexion simple)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.025 = 0.99$$

$\mu_{bu} < 0.186$ Pivot B

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_u = \frac{M_{uA}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{2.26 \times 10^{-3}}{0.99 \times 0.09 \times 348} = 0.73 \text{cm}^2$$

On revient à la flexion composé :

$$A_c^{fc} = A_u - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_c^{fc} = 0.73 - \frac{3.71 \times 10^{-3}}{348} = 0.63 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 1.086 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} > A_u$$

On prend de 4T8 = 2.01cm²

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.51 \text{cm}^2 \text{ On adopté 4T8 = 2.01}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

L'acrotère est expose à l'intempérie fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa}\right)$$

$$V_u = F_p + Q = 2.31 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.0256 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.0256 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \text{ Condition vérifié}$$

Vérification a ELS :

Contrainte de béton comprimé :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$A_u = 2.01 \text{cm}^2 \quad A'_u = 0$$

$$\frac{b_0 \times y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd') = 0$$

$$50y_1^2 + 30.15y_1 - 271.35 = 0$$

$$y_1 = 2.047 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y_1^3}{3} + nA'(y_1 - d')^2 + nA(d - y_1)^2$$

$$I = 1743.488. \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1.43 \times 10^{-3}}{0.1743488 \times 10^{-4}} \times 0.02047$$

$$\sigma_{bc} = 1.67 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifié}$$

Contrariante acier tendu :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{MPa}$$

$$F_{e400} = n = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min (266.66 ; 201.633)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{1.43 \times 10^{-8}}{0.174348810^{-4}} \times (0.09 - 0.02047) = 85.542 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s \text{ C.V}$$

Espacement :

$$\text{Armateur principal } St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armateur répartition } St \leq \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

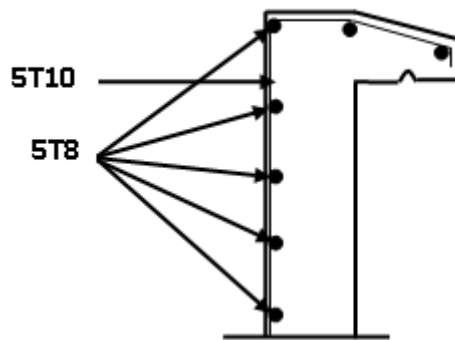


Figure IV-17: schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.5 Etude d'escalier :

Un escalier d'un ouvrage constitué d'une suite de marches horizontales et de paliers permettant de passer d'un niveau à un autre, un escalier est composé par les éléments suivants : la marche, contre marche, hauteur de montée, emmarchement, giron, hauteur de marche, le type d'escalier utilisé dans notre bâtiment est constitué de 2 paillasse adjacentes avec 2 paliers

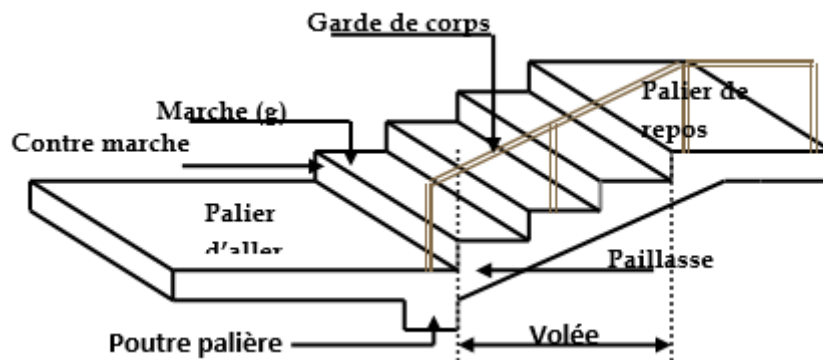


Figure IV-18: schéma d'escalier

IV.5.1 Etude de palier et volée

Palier

La volée

$$G=5.15\text{KN/m}^2$$

$$G=8.55\text{KN/m}^2$$

$$Q=2.5\text{KN/m}^2$$

$$Q=2.5\text{KN/m}^2$$

$$q_{u \text{ palier}}=10.7 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ volée}}=15.29\text{kN/ml}$$

IV.5.1.1 Détermination des réactions à l'E.L.U :

$$R_B=23.37\text{KN}$$

$$R_A=27.24\text{KN}$$

Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants

$$\text{Section 1-1: } 0 \leq x \leq 2.4\text{m}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN. m}$$

$$M(2.4)= 21.34\text{KN.m}$$

$$v(0) = 27.24\text{KN}$$

$$v(2.4) = -9.456 \text{ KN}$$

$$M(1.78) = 24.26\text{KN.m}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1.3\text{m}$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1.3) = 21.34 \text{ KN.m}$$

$$v(0) = 23.37 \text{ kn}$$

$$v(1.3) = -9.46 \text{ KN}$$

$$M(2.18) = 25.5 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée} \quad M_t = 0,85 M_{\max} = 21.658 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui} \quad M_a = -0,5 M_{\max} = -12.74 \text{ KN.m}$$

IV.5.1.2 Calculer des réactions d'appui a ELS :

$$Q_p = 7.65 \text{ KN/ml}$$

$$Q_v = 11.05 \text{ KN/ml}$$

$$R_B = 16.80 \text{ KN}$$

$$R_A = 19.665 \text{ KN}$$

CALCUL DE MOMENT :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2.4) = 15.37 \text{ kn.m}$$

$$v(0) = 19.665 \text{ KN}$$

$$v(2.4) = -6.855 \text{ KN}$$

$$M(1.78) = 17.498 \text{ KN.m}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1.3\text{m}$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1.3) = 15.37 \text{ KN.m}$$

$$v(0) = -16.8 \text{ KN}$$

$$v(1.3) = -6.855 \text{ KN}$$

$$M(2.18) = 18.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 18.45 = 15.68 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0.5 M_{\max} = -0,5 \times 18.45 = -9.225 \text{ KN.m}$$

IV.5.1.3 Calcul de ferrailage :

$$\text{En travée : } M_t = 21.66 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. d'une section rectangulaire

$$d = 0,9 h \quad d = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu = 0,083$$

$$\alpha = 0,108$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\beta = 0,9568$$

$$A_u = 4,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix } 5T12 = 5,655 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Les armatures de répartitions :

$$A = \frac{A_t}{4} = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4T8 (A = 2,02 \text{ cm}^2)$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{En appui : } M_U = 12,74 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. d'une section rectangulaire.

$$d = 0,9 h \quad d = 0,9 (15) = 0.135m$$

$$\mu=0.05$$

$$A_u'=0$$

$$\sigma_s=348MP$$

$$\alpha =0.064$$

$$\beta =0.9744$$

$$A_u=2.78 \text{ cm}^2 \quad \text{choix } =3T12=3.393\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A=1.63\text{cm}^2$$

Les armatures de répartitions :

$$\text{Soit : 4 T 8 (A=2.02 cm}^2\text{)}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max}=27.24\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{30.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.228\text{MP}$$

$$\tau_{\text{lim}} = (3.34\text{MP})$$

$$\tau_u \leq \tau_{\text{lim}}$$

On a donc : C.V

Vérification des contraintes

En travée

$$D=0.85$$

$E=22.9$

$Y1=4.01$

$I_{xx}=9788.72$

$\sigma_b=6.42 \leq 15$ CV

En appui :

$D=0.51$

$E=13.74$

$Y1=3.23$

$I_{xx} = 6491.31$

$=4.38 \leq 15$ CV

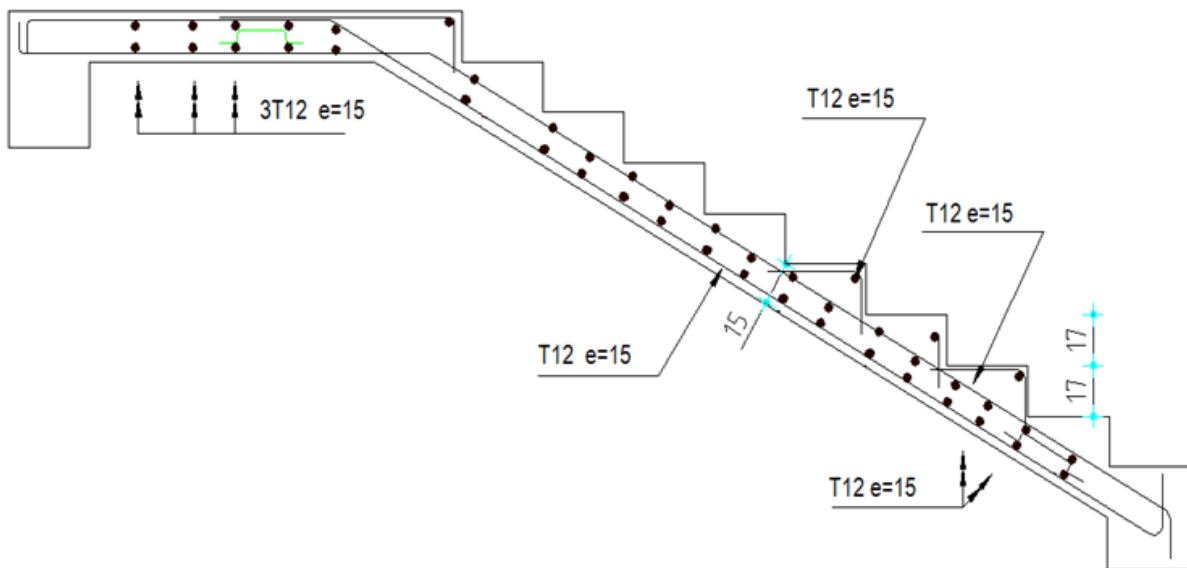


Figure IV-19: schéma de ferrailage d'escalier

IV.5.2 Etude de la poutre palière :

La poutre palière sert d'appui pour la volée et palier intermédiaire au niveau de la cage d'escalier. Son calcul se fait à la flexion simple et à la torsion

Pré dimensionnement : d'après le règlement BEAL91 on a

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

$$\frac{2.8}{15} \leq h \leq \frac{2.8}{10}$$

On opte pour $h=40$ cm, $b= 30$ cm

Vérification des conditions du RPA

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{cv}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{cv}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \quad \text{cv}$$

Calcul des charges

Elle reprend les charges suivantes :

Son poids propre.

Réactions du palier au niveau de l'appui B.

Poids propre de la poutre :

$$g_0 = 0.34 \times 0.30 \times 25 = 3\text{KN/m}$$

$$\text{ELU} \rightarrow R_B = 26.57 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} \rightarrow R_B = 16.9\text{KN}$$

$$\text{A l'ELU } P_U = 1.35 G_0 + 1.5R_{B/l} = 27.07 \text{ KN/m}$$

IV.5.2.1 Calcul des moments

$$M_0 = \frac{P_U \times L^2}{8} = 26.52\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 22.54\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -13.26\text{KN.m}$$

$$V_U = \frac{P_U \times L}{2} = 37.89\text{KN}$$

IV.5.2.2 Calcul Le ferrailage :

On a : b=30 cm ; h=40cm

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau IV-2: calcul de ferrailage de la poutre palier à ELU

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	A	β (m)	A_{cal} (cm ²)
Travée	22.54	0.041	0.052	0.979	1.837
Appui	13.26	0.024	0.03	0.988	1.07

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec la section calculée.

Soit on travée : 3HA12=3.39cm²

Remarque : la section calculée pour les appuis est inférieure à la section minimale, Alor on ferraille les appuis avec Amin on adopte 3HA12=3.39cm²Vérification

Vérification de la section minimale exigée par le RPA

$$3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_{max} = 37.89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{37.89 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,36} = 0.35 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{MPa} \right\} \bar{\tau} = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.35 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{MPa}$$

Calcul de l'espacement

D'après l' (Article A.5.1.2.2 et Article A.5.1.2.3)

$$St \leq \min (0.9d; 40 \text{cm})$$

On prend $St=15 \text{cm}$

Calcul des armatures transversales :

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e}$$

$$A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 f_{te}}$$

$$A_{trans} \geq 0.282 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max (0.45 \text{ cm}^2 ; 0.282 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = \mathbf{0.45 \text{ cm}^2}$$

On adopte des cadres de 2HA8=1.01cm²

Vérification a L'ELS

Vérification de la contrainte de compression du béton :

Tableau IV-3: Vérification des contraintes de compression dans le béton

Zone	Mser (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$
Travée	15.03	9.48	44283.043	3.22	15	Vérifiée
Appui	-8.85	9.48	44283.043	2	15	Vérifiée

Vérification de l'état limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont satisfaites ; il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.4}{2.8} = 0,14 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,14 > \frac{M_t}{18 \times M_0} = \frac{22.54}{18 \times 26.52} = 0,047 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 36} = 0,00094 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Le schéma de ferrailage de la poutre palier est représenté comme suit :

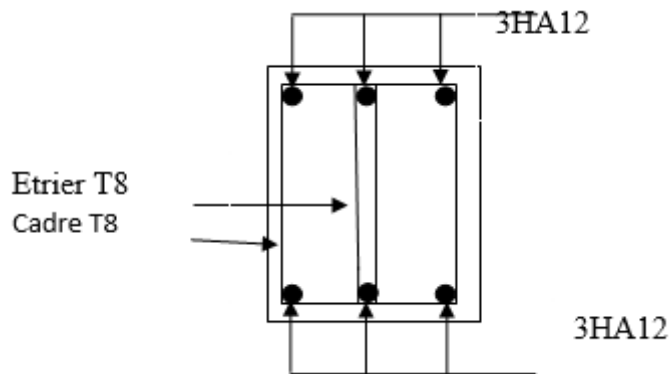


Figure IV-20: schéma de ferrailage de la poutre palier

IV.6 Etude de Dalle plein :

$$v_b = 25 \times 15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Carrelage (2cm)} = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Mortier posé : } 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Lt de sable : } 18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Enduit en plâtre : } 10 \times 0.02 = 0.2 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 4.5\text{m} \quad l_y=4.5\text{m}$$

$$f = \frac{4.5}{4.5} = 1 \geq 0.4 \text{ La dalle suivant deux sens}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$q_u = 9.2 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_u = 6.65 \text{ KN/ml}$$

$$m_{xx} = u_x \cdot l_x^2 \cdot q_u = 6.85 \text{ kn.m}$$

$$f = 1 \quad u_x = 0.0368$$

$$u_y = 1$$

$$m_{yy} = u_y \cdot l_y^2 \cdot q_u = 6.85 \text{ kn.m}$$

Panneau de rive

$$m_t = 0.75 m_{xx}$$

$$m_a = -0.5 m_{0xx}$$

ELU

$$m_t = 0.75 m_{xx} = 5.14 \text{ kn.m}$$

$$m_a = -0.5 m_{0xx} = -3.42 \text{ kn.m}$$

ELS

$$m_t = 0.75 m_{xx} = 0.44 \text{ kn.m}$$

$$m_a = -0.5 m_{0xx} = -0.3 \text{ kn.m}$$

IV.6.1 Calcul de ferrailage :

E.L.U :

En travée

Suivant x

$$M_t = 5.14 \text{ KN.m}$$

$$dx = 0.1325 \text{ m}$$

$$\delta_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.14 \times 10^{-8}}{1 \times 0.1325^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_u = 0$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.0172$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.0172) = 0.99$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \delta_s} = \frac{5.14 \times 10^{-8}}{0.99 \times 0.1325 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 3 \text{ T } 10 = 2.36 \text{ cm}^2$

En travée

Suivant y

$$M_t = 5.14 \text{ KN.m}$$

$$dy = 0.1175\text{m}$$

$$\delta_{bc} = \frac{0.85 \times f_c 2\beta}{\gamma b} = 14.20\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1175^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu = 0.026 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_u = 0$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.033$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.033) = 0.9868$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.14 \times 10^{-3}}{0.9868 \times 0.1175 \times 348} = 1.27\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 1.4\text{cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 3 \text{ T } 10 = 2.36\text{cm}^2$

En appuis

Suivant x

$$M_t = 3.42\text{KN.m}$$

$$dx = 0.1325\text{m}$$

$$\delta_{bc} = \frac{0.85 \times f_c 2\beta}{\gamma b} = 14.20\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1325^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_u = 0$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.0176$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.0176) = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.14 \times 10^{-3}}{0.993 \times 0.1325 \times 348} = 0.75 \text{ cm}^2$$

En appuis

Suivant y

$$M_t = 3.42 \text{ KN.m}$$

$$dx = 0.1175 \text{ m}$$

$$A_a = 0.84 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} \leq \tau_{\text{lim}}$$

$$V_{\max} = q_u \times \frac{l_x}{4} \times A_{\text{adot}} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$V_{\max} = 0.002 \text{ kn}$$

$$\tau_u = 0.015 \times 10^{-3} \leq \tau_{\text{lim}} \quad \text{CV}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ber}}}{I_{xx}} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Avec :

$$D = \frac{15}{b} (Au + Au') = \frac{15}{100} (2.36 + 0) = 0.354 \text{ cm} \quad ; (Au' = 0)$$

$$E = \frac{30}{b} (Au \times d) = \frac{30}{100} (2.36 \times 13.25) = 9.381 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$Y = -0.354 + \sqrt{0.354^2 + 9.381} = 2.73 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_{xx} = \frac{b}{3} Y^3 + 15 Au (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 2.73^3 + 15 \times 2.36 (13.25 - 2.73)^2$$

$$I_{xx} = 4595.94 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.44 \times 10^{-3}}{0.459594 \times 10^{-4}} \times 0.0273 = 0.3 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \text{C. V}$$

Vérification de déformation (la flèche)

$$\frac{h}{L} \geq \max \left\{ \frac{3}{80}; \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{M} \right\} = 0.115 \geq (0.0375; 0.05)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2 \text{ MPa}}{f_e} = \frac{2.36}{100 \times 13.25} \leq \frac{2}{400} = 0.0018 \leq 0.005$$

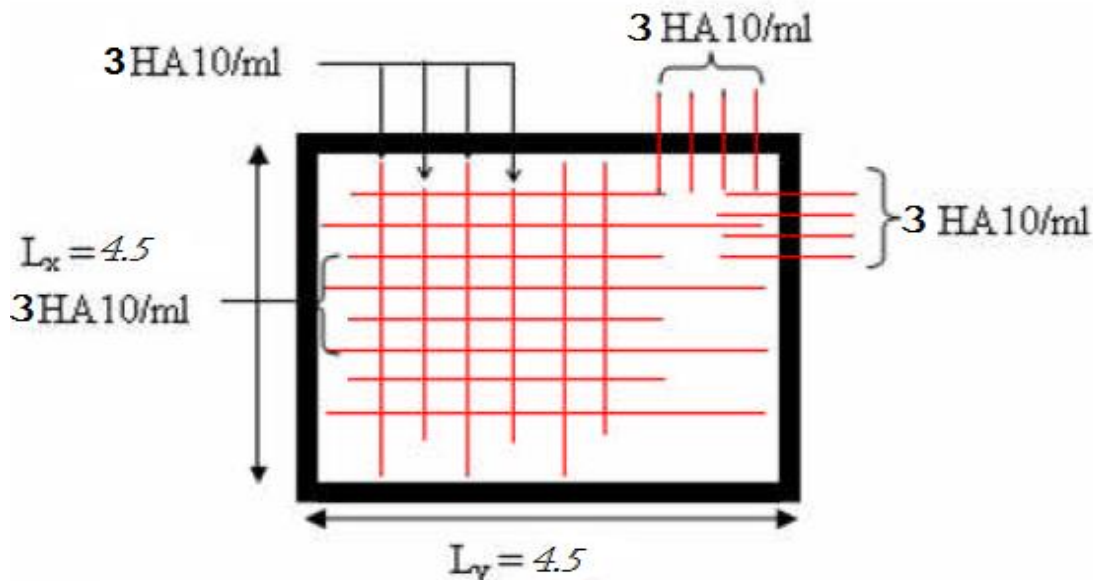


Figure IV-21: Schéma de ferrailage de dalle pleine

IV.7 Dalle machine :

IV.7.1 Introduction :

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

La dimension de la dalle :

$$l_x = 1.8\text{m}$$

$$l_y = 1.8\text{m}$$

$$s = 3.24\text{m}^2$$

IV.7.2 Evaluation des charges et surcharge :

- Poids de la dalle en béton armé

$$G_1 = 25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$$

- Poids de revêtement.

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$$

$$G' = G_1 + G_2$$

$$G' = 7.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

- Poids propre des éléments d'ascenseur :

$$P_{\text{concentré}} = 4.66 = 6.8 + 98.39$$

$$P_{\text{concentré}} = 109.85 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{concentré}} = 6.3 \text{ KN}$$

Cas d'une charge répartie :

Calcul de la sollicitation :

$$q_u = 1.35G_t + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 7.35 + 1.5 \times 1$$

$$q_u = 11.42 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G_t + Q$$

$$q_s = 7.35 + 1$$

$$q_s = 8.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{18} = 0.1 < 0.4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\text{ELU : } \rho = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \rho = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

ELU :

Sens x-x :

$$M_0^{x1} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_0^{x1} = 0.0368 \times 11.42 \times 1.8^2$$

$$M_0^{x1} = 1.36 \text{KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_0^{y1} = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^{y1} = 1 \times 1.36$$

$$M_0^{y1} = 1.36 \text{KN.m}$$

ELS :

Sens x-x :

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_0^x = 0.0441 \times 8.35 \times 1.8^2$$

$$M_0^x = 1.19 \text{KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 1 \times 1.19$$

$$M_0^y = 1.19 \text{KN.m}$$

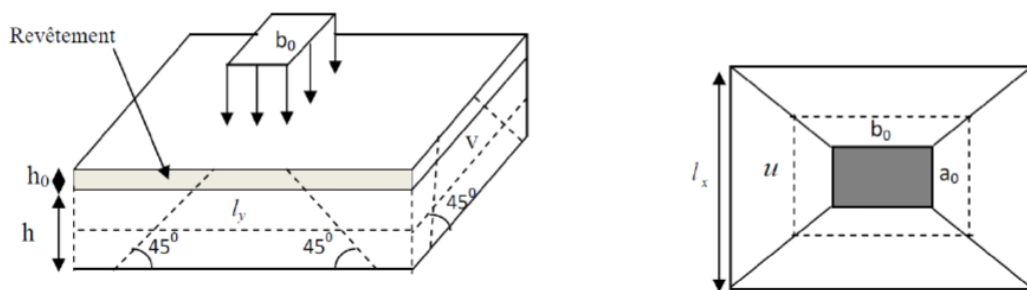


Figure IV-22: schéma représentatif de la surface d'impact

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse

$U \times V$: Surface d'impact.

a_0 et U : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et V : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

$$U = a_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1$$

$$V = b_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1$$

$$U = 80 + 25 + 2 \times 0.75 \times 5 = 112.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 25 + 2 \times 0.75 \times 5 = 112.5 \text{ cm}$$

Calcul de la sollicitation :

$$p_u^{\text{concentré}} = 1.35 G_{\text{concentré}} + 1.5 Q_{\text{concentré}}$$

$$p_u^{\text{concentré}} = 1.35 \times 109.85 \times 1.5 \times 6.3$$

$$p_u^{\text{concentré}} = 157.74 \text{ KN}$$

$$p_s^{\text{concentré}} = G_{\text{concentré}} + Q_{\text{concentré}}$$

$$p_s^{\text{concentré}} = 116.15 \text{ KN}$$

$$M_0^x = P_u (M_1 + \theta \times M_2)$$

$$M_0^y = P_u (M_2 + \theta \times M_1)$$

$$\text{Coefficient de poisson} \rightarrow \begin{cases} \theta = 0 \text{ ELU} \\ \theta = 0.2 \text{ ELS} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{U}{l_x} = 0.625 \quad \beta = \frac{V}{l_y} = 0.625 \quad \rho = 1$$

En se référant à l'abaque PIGEAUD on trouve $M_1 = 0.042$ $M_2 = 0.032$

Calcul des sollicitations

ELU :

$$M_0^x = P_u(M_1 + \theta \times M_2)$$

$$M_0^{x2} = 157.74(0.042 + 0 \times 0.032) = 6.62 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = P_u(M_2 + \theta \times M_1)$$

$$M_0^{y2} = 157.74(0.032 + 0 \times 0.042) = 5.05 \text{KN.m}$$

ELS :

$$M_0^x = P_u(M_1 + \theta \times M_2)$$

$$M_0^{x2} = 116.15(0.042 + 0.2 \times 0.032) = 5.621 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = P_u(M_2 + \theta \times M_1)$$

$$M_0^{y2} = 116.15(0.032 + 0.2 \times 0.042) = 4.692 \text{KN.m}$$

Superposition des moments :

ELU :

Sens x-x

$$M_0^x = M_0^{x1} + M_0^{x2} \rightarrow M_0^x = 1.36 + 6.62 = 7.98 \text{KN.m}$$

Sens y-y

$$M_0^y = M_0^{y1} + M_0^{y2} \rightarrow M_0^y = 1.63 + 5.05 = 6.41 \text{KN.m}$$

ELS :

Sens x-x

$$M_0^x = M_0^{x1} + M_0^{x2} \rightarrow M_0^x = 6.81 \text{KN.m}$$

Sens y-y

$$M_0^y = M_0^{y1} + M_0^{y2} \rightarrow M_0^y = 5.88 \text{KN.m}$$

Calcul des moments réels :

ELU :

-en travée :

Sens x-x :

$$M_t^x = 0.75 \times M_0^x$$

$$M_t^x = 0.75 \times 7.98 = 5.98 \text{KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_t^y = 0.75 \times M_0^y$$

$$M_t^y = 0.75 \times 6.41 = 4.80 \text{KN.m}$$

-en appuis :

Sens x-x :

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x$$

$$M_a^x = -0.5 \times 7.98 = -3.99 \text{KN.m}$$

ELS :

-en travée :

Sens x-x :

$$M_t^x = 0.75 \times M_0^x$$

$$M_t^x = 0.75 \times 6.81 = 5.10 \text{KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_t^y = 0.75 \times M_0^y$$

$$M_t^y = 0.75 \times 5.88 = 4.41 \text{KN.m}$$

-en appuis :

Sens x-x :

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x$$

$$M_a^x = -0.5 \times 6.81 = -3.40 \text{KN.m}$$

IV.7.3 Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 25cm d'épaisseur avec $d_x = 22.75\text{cm}$ et $d_y = 20.25\text{cm}$.

Tableau IV-4: ferrailage de dalle machine

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité

Position	sens	μ_{bu}	α_b	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopter}}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	0.0081	0.0101	0.76	2	3.14
	y-y	0.0082	0.0102	0.68	2	3.14
Appuis	x-x	0.0054	0.0067	0.505	2	3.14

En travée :

On calcule A_{\min}

$$h > 12\text{cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

$$\rho \geq 0.4$$

On a des HA fe400 $\rho_0 = 0.0008$

$$\rho = 1$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$h_0 = 25\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 2\text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 2\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t^x = 4T10 = 3.14\text{cm}^2 > A_{\min}^x = 2\text{cm}^2$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14\text{cm}^2 > A_{\min}^y = 2\text{cm}^2$$

En appuis :

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 2 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'espacement :

$$st \leq \min(2e, 25\text{cm})$$

$$st = 25\text{cm}$$

Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$$

$$U=V \rightarrow v_u = \frac{q_u}{3 \times v} = \frac{157.74}{3 \times 1.125} = 46.733 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{46.733 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2275}$$

$$\tau_{uy} = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{46.733 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2025}$$

$$\tau_{ux} = 0.205 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification a ELS

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u d + A'_u d')$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I_{xx}}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A_u (d - y_1)^2 + 15A'_u (y_1 - d')^2$$

$$\sigma_{bc} = ky_1$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

Tableau IV-5: vérification des contraintes à ELS

Position	Sens	M_{ser}	Y1	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Observation
Travée	x-x	5.1	4.18	1.14	15	CV
	y-y	4.41	3.92	1.186	15	CV
Appuis	x-x	3.99	4.18	0.76	15	CV

Vérification du poinçonnement :

$$q_u \leq 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c_j}}{\gamma_s}$$

$$u_c = 2(U + V)$$

$$u_c = 4.5 \text{ cm}$$

$$157.75 \leq 1100.54$$

Pas de risque de poinçonnement

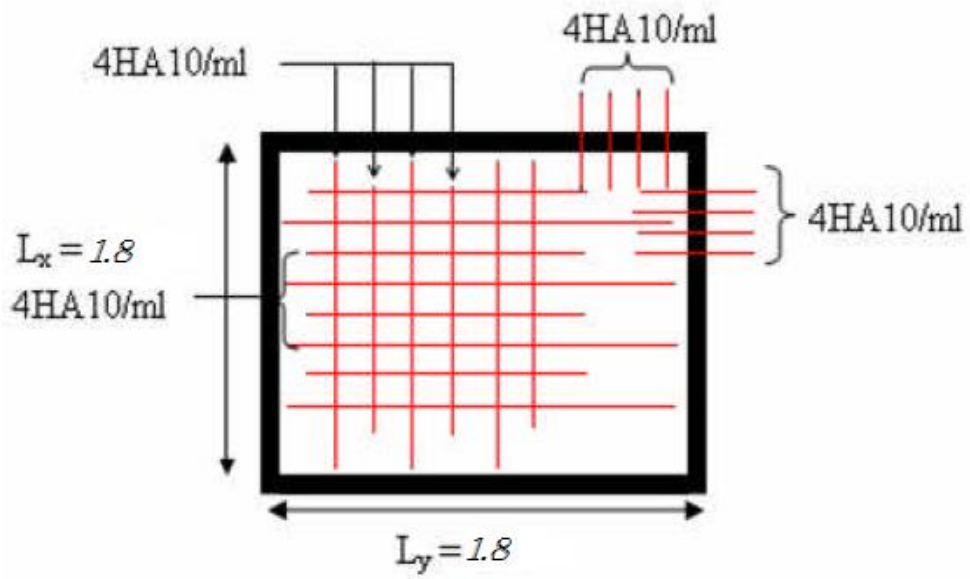


Figure IV-23: schéma de ferrailage de la dalle machine

V Etude sismique

V.1 Introduction :

Un séisme ou tremblement de terre est le résultat de la libération brusque d'énergie

Accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe.

Effets du séisme sur les structures :

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les structures portées.
- Les composantes horizontales H (qui sont dangereuses) produisent des oscillations latérales de flexion dans les 2 directions.
- Dissymétrie de rigidité ou de masse dans la structure qui produit des oscillations de torsion d'axe vertical
- Les composantes verticales V produisent des vibrations longitudinales qui affectent la résistance des poteaux aux charges latérales et leur ductilité.

V.2 Méthode d'étude sismique :

Il existe deux méthodes de calcul de la force sismiques selon le RPA2003

- Méthode statique équivalente : seuls les coefficients D et R (coefficient de comportement) ont été modifiés, et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage.

- Méthode dynamique modale spectrale : introduite comme méthode de calcul à adopter dans tous les cas, en particulier dans les situations où la première méthode ne s'applique pas.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

V.2.1 La méthode statique équivalente :

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III(RPA2003), paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • Tous groupes

Zone II : • Groupe d'usage 3

• Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

• Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : • Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

• Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V.2.2 Méthodes dynamiques :

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

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

Notre projet est implanté à Ain T'émouchent une zone sismique IIa avec un groupe d'usage 2 alors d'après le RPA2003 nous allons utiliser la méthode d'analyse modale spectrale

V.3 Calcul de la Force sismique :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone sismique et de groupe d'usage

Du bâtiment

D : facteur d'amplification dynamique moyenne

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement global de la structure

W : poids total de la structure

Coefficient d'accélération A d'après le R.P.A 99 V2003 :

Tableau V-1: Coefficient d'Accélération RPA99 version 2003

Zones				
Groupe	I	II _a	II _b	III
A1	0.15	0.25	0.30	0.40
B1	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

A = 0,15 (Zone II_a, groupe d'usage 2)

V.3.1 Calcul de facteur d'amplification dynamique moyenne D :

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3s \end{cases}$$

La valeur de ce facteur est en fonction de T et T₂ D'après le R.P.A 99 V2003

Tableau V-2: Valeur de T1 et T2

Site	S1	S2	S3	S4
T _{1sec}	0.15	0.15	0.15	0.15
T _{2sec}	0.30	0.40	0.50	0.70

$$T_2 = 0,4 \text{ s}$$

$$T = C_t * (h_n)^{\frac{3}{4}}$$

L : la dimension du bâtiment dans la direction de séisme

h_n : la hauteur totale du bâtiment (h_n = 27.54 m)

C_t : coefficient donnée en fonction de type de remplissage

D'après le R.P.A :

C_t = 0.05 pour un remplissage en maçonnerie

$$T = 0.05 \times (27.54)^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.601$$

$$T = 0.09 \cdot h_n / D$$

$$T_x =$$

Tableau V-3: Valeur de $\xi\%$

Remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton armée	Acier	Béton armée/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

ξ : % de l'amortissement = 10%

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{0.12} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{0.3} * \left(\frac{3}{T}\right)^{0.12} & T \leq 3s \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0.88 \geq 0.7$$

$$\Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.4}{0.5}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D=1.896$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.4}{0.6}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.679$$

V.3.2 Calcul de coefficient de comportement de la structure R :

La valeur de R est donnée par 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 Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : R=3.5

V.3.3 Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- 1 Conditions minimales sur les files de contreventement
- 2 Redondance en plan
- 3 Régularité en plan
- 4 Régularité en élévation
- 5 Contrôle de la qualité des matériaux
- 6 Contrôle de la qualité de l'exécution

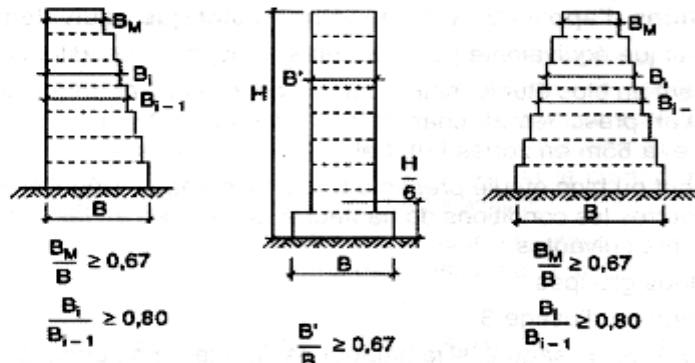


Figure V-1: Limites des décrochements en élévation

1 Conditions minimale sur les fils de contreventement $\rightarrow P_q=0$

- Sens des poutres principales

On a plus de 3 travées C.V

- Sens des poutres secondaires

On a 2 travées C.N.V

2 Redondance en plan $\rightarrow P_q=0$

3 Régularité en plan : $\rightarrow P_q=0$

$$\text{longueur} / \text{largeur} = 24,5 / 9,5 = 2,57 < 4$$

4 Régularité en élévation : $\rightarrow P_q=0$

Notre structure est classée régulière en élévation

5 Contrôle de la qualité des matériaux : $\rightarrow P_q=0.05$

On suppose que les matériaux utilisés ne sont pas contrôlés

6 Contrôle de la qualité d'exécution : $\rightarrow P_q=0.1$

On considère que ce critère est observé

$$\begin{cases} P_{qx} = 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1 \\ P_{qy} = 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1 \end{cases}$$

$$Q_{(x,y)} = 1 + \sum_1^6 P_{q(x,y)}$$

$$Q_{(x)} = 1.15$$

$$Q_{(y)} = 1.2$$

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

$$\begin{cases} T_1 = 0.09 \times \frac{h}{\sqrt{x}} \\ T_2 = 0.09 \times \frac{h}{\sqrt{y}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.09 \times \frac{27.54}{\sqrt{24.5}} \\ T_y = 0.09 \times \frac{27.54}{\sqrt{9.5}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.5 \text{ s} \\ T_y = 0.8 \text{ s} \\ T = 0.601 \text{ s} \end{cases}$$

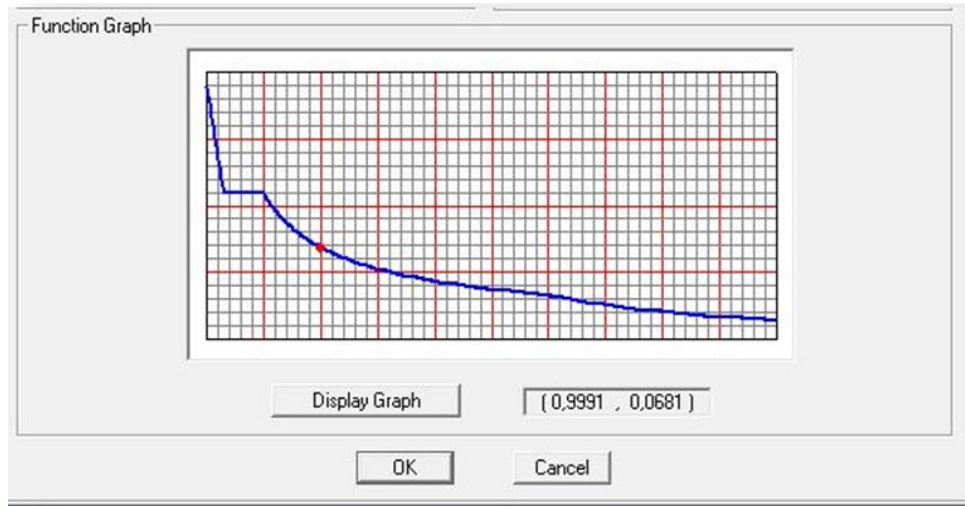
$$T_x = \min (T_x ; ; T)$$

$$T_x = 0.5 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T_y ; ; T)$$

$$T_y = 0.601 \text{ s}$$

V.4 Détermination du paramètre du spectre de réponse :



V.5 Modélisation :

V.5.1 Démarche de modélisation sur le logiciel états

Création d'un nouveau fichier :

Dans cette étape notre logiciel étabs nous propose le choix d'unité et les modèles des structures (portiques, escaliers, poutreetc.)

Donc :

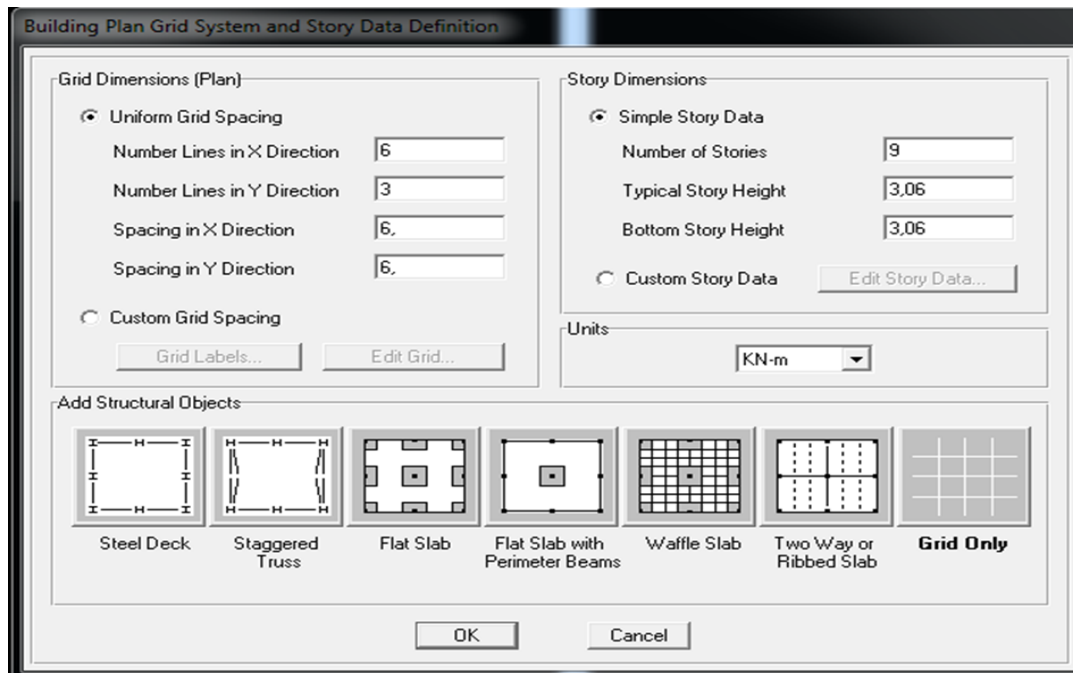


Figure V-2: Définir un nouveau Modèle

Dans notre cas on a choisis le type (GridOnly) et on aura la fenêtre suivante :

Chapitre V : Etude sismique

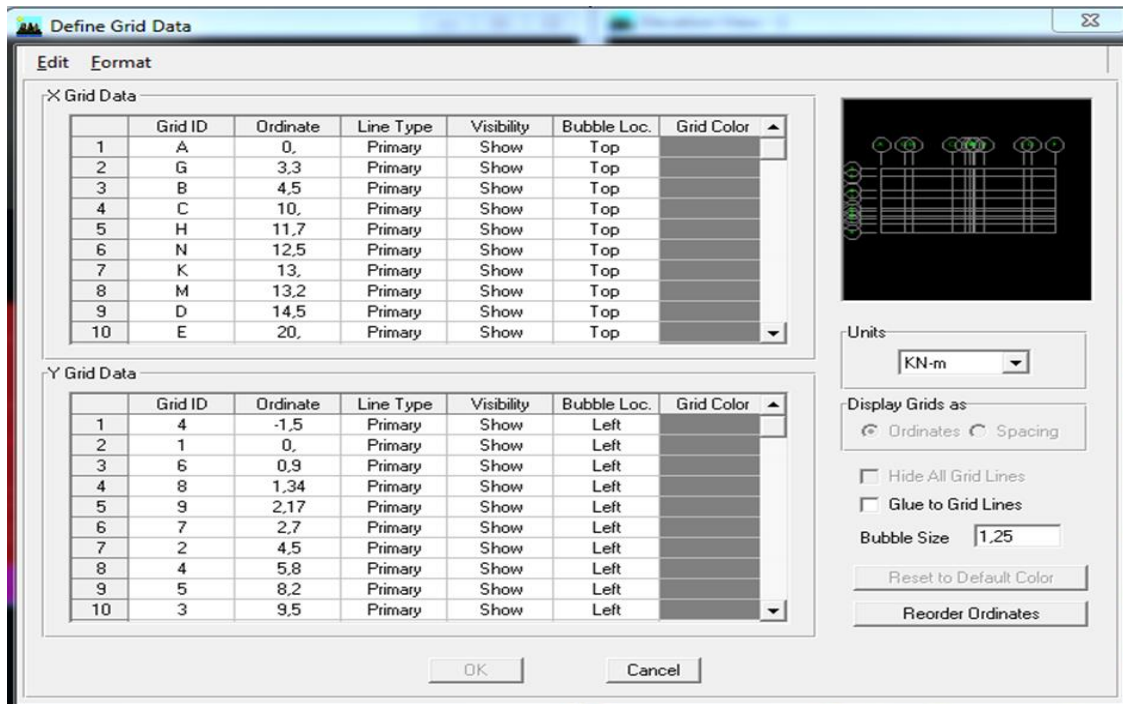


Figure V-3: Définition des Dimensions de la Grille

Dans cette étape on commence par la définition du béton

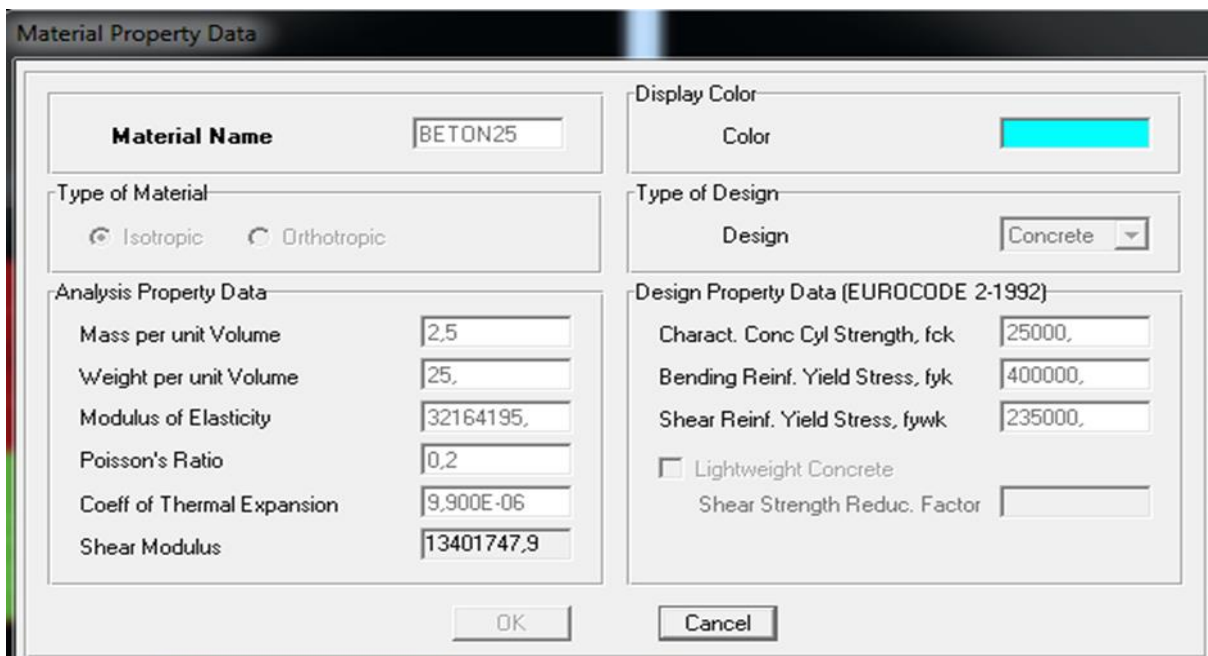


Figure V-4: Définir Les Matériaux

Puis on passe aux sections (FRAMES) poteaux, poutres, chaînages :

Poteau :

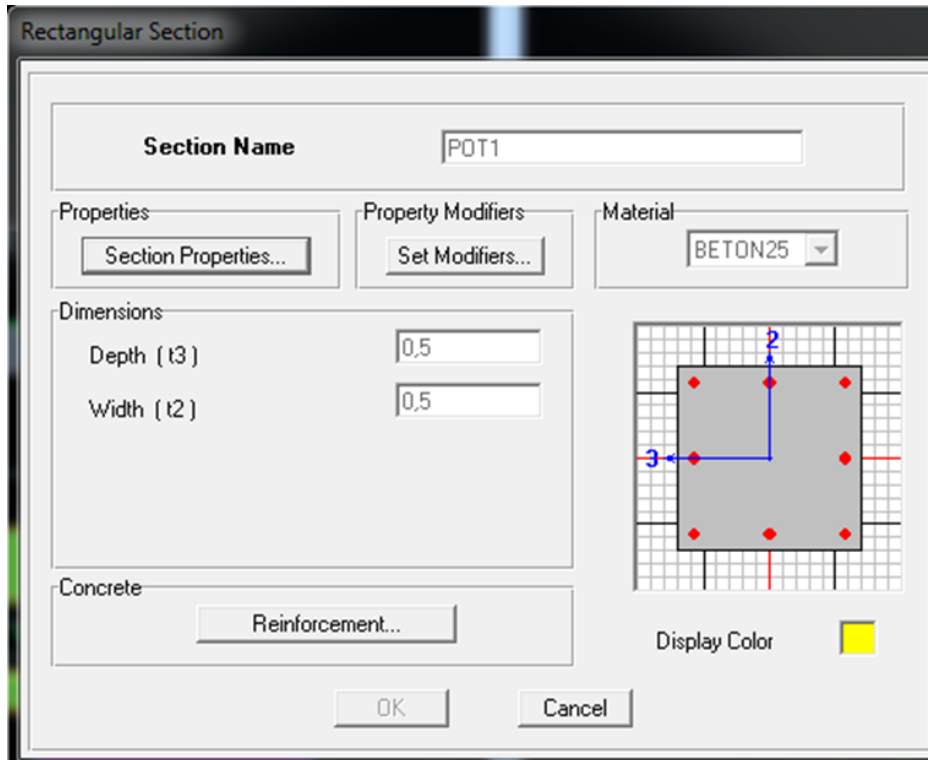


Figure V-5: Définir la section des poteaux 1

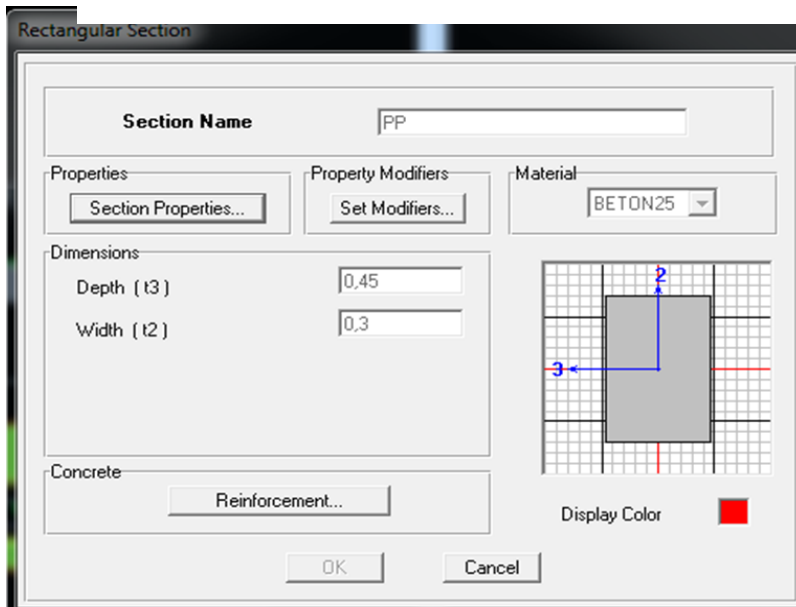


Figure V-6: Définir la section des poutres principales

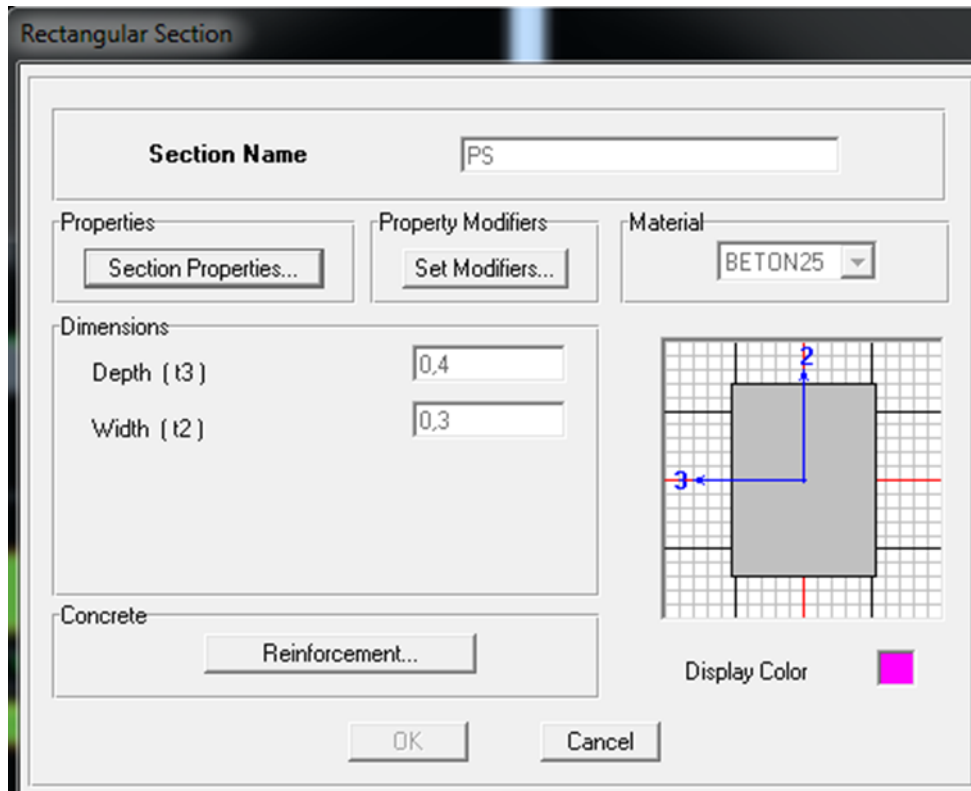
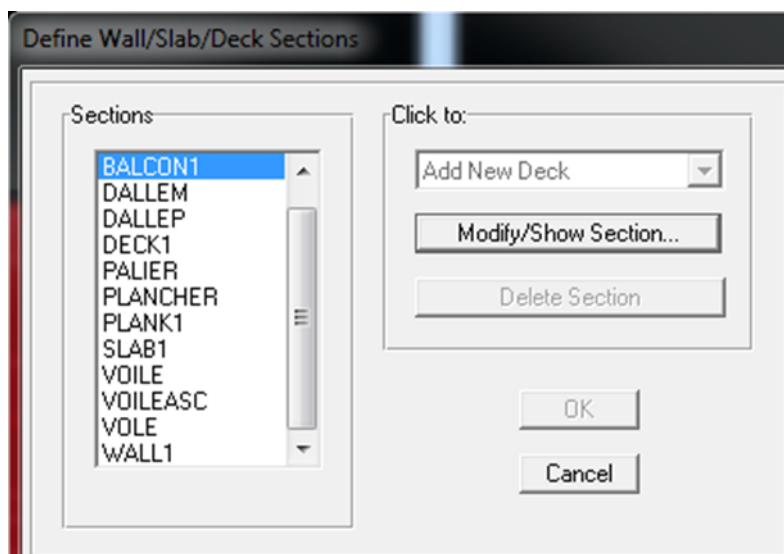


Figure V-7: Définir la section des poutres secondaire

Définition des matériaux en dalle pleine (Area Sections) :

Balcon, voile, palier de repos, paillasseetc.



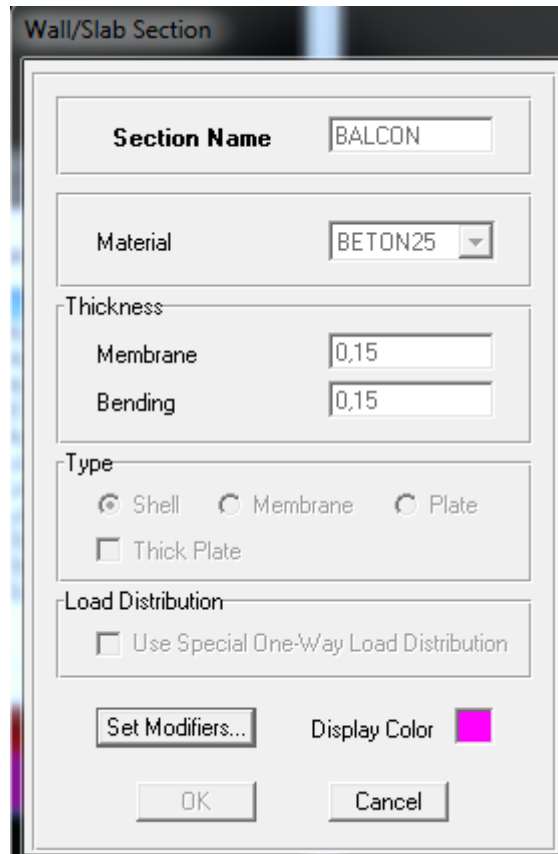


Figure V-8: Définir Balcon 1

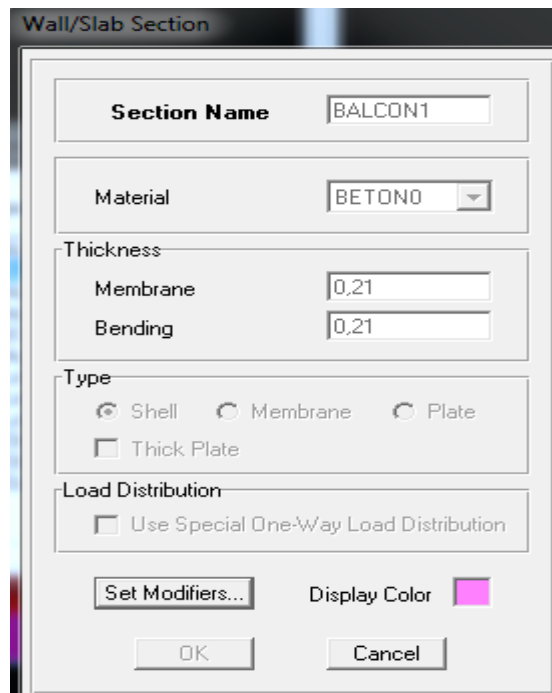


Figure V-9: Définir Balcon 2

Définition des charges

Dans cette étape on nomme chaque type de charge et sa désignation

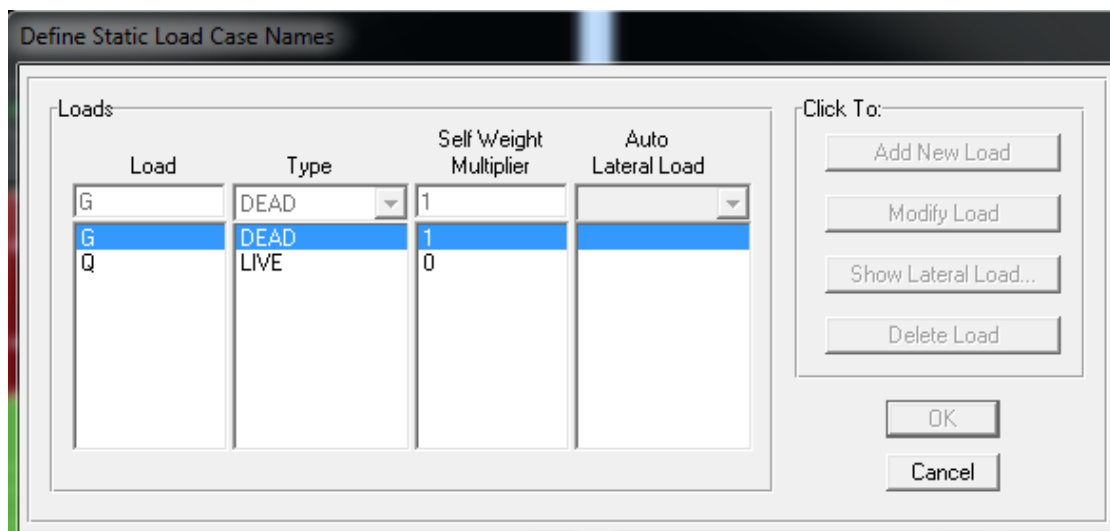


Figure V-10: Définir les charges 1

Ensuite on introduit les combinaisons d'action (ELU ; ELS....etc.)

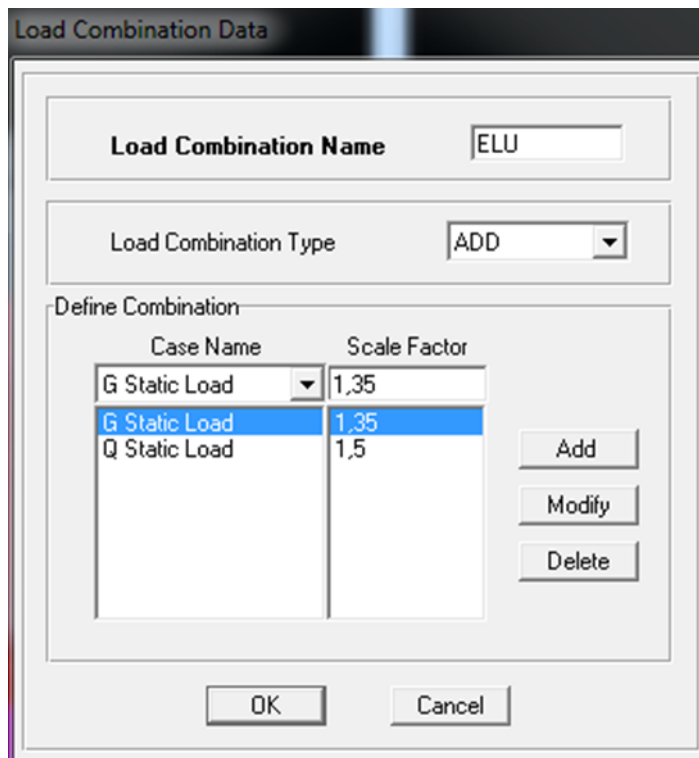


Figure V-11: Définir les Charges 2

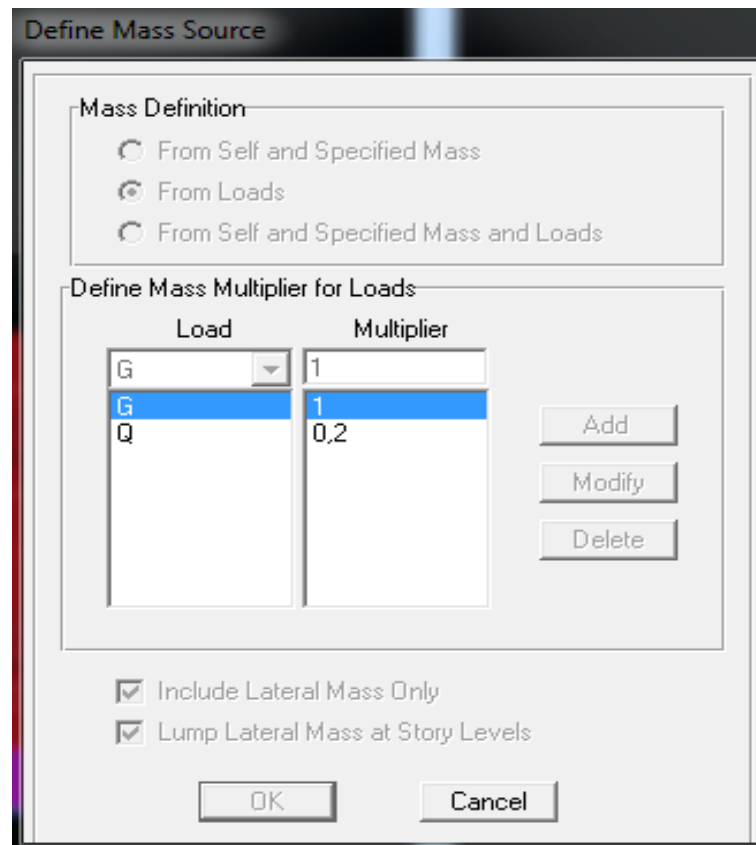


Figure V-12: Définition de la masse

V.6 Dispositions des voiles :

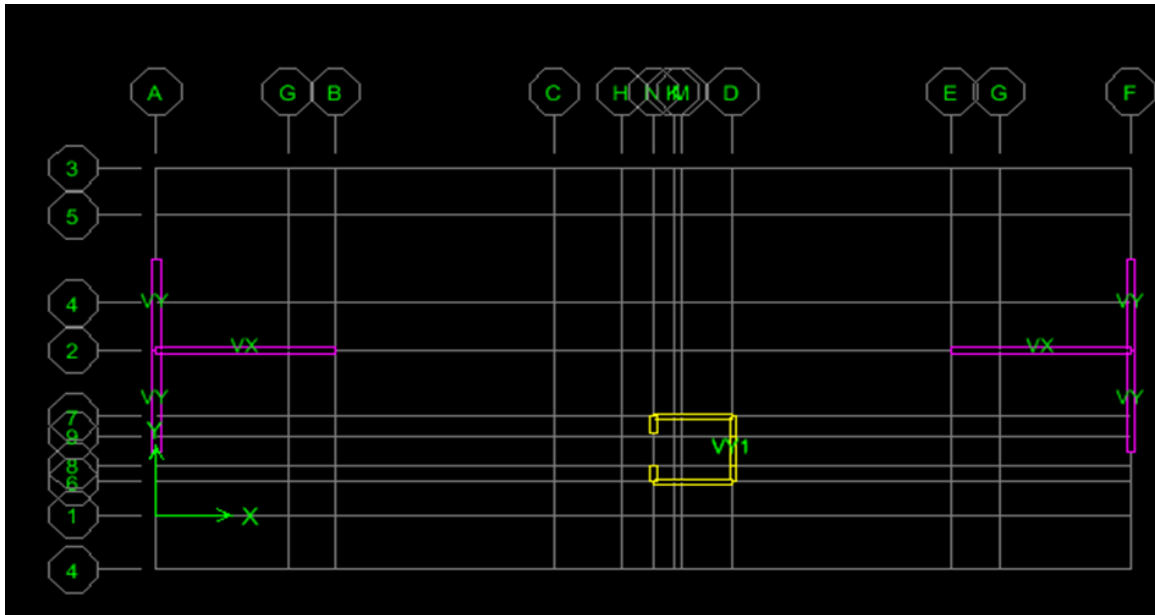


Figure V-13: 1er Dispositions des voiles

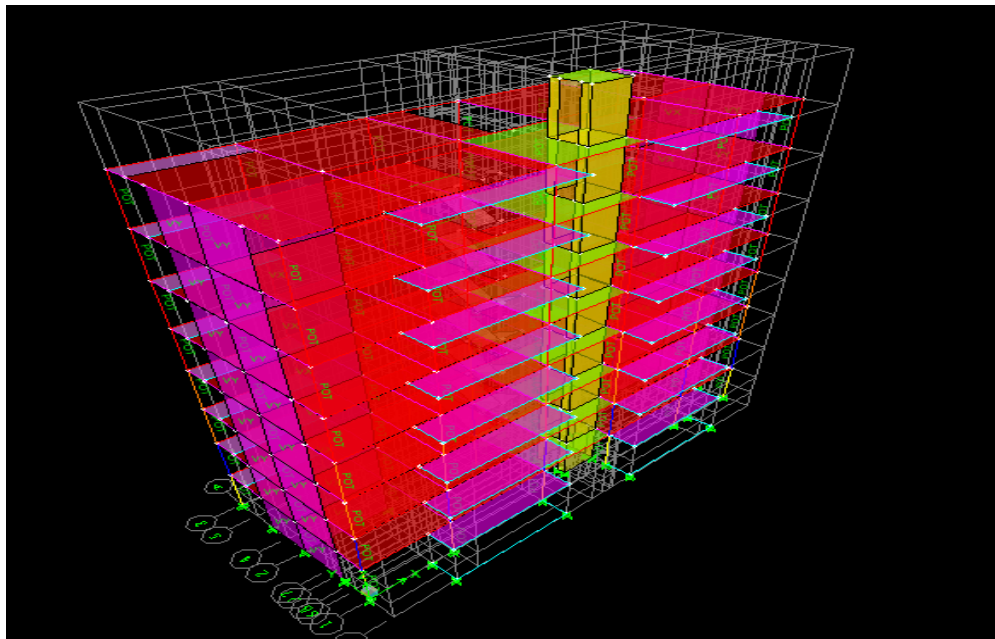


Figure V-14: structure en 3D

Vérification :

Tableau V-4: Participation massique

La période		Ux	Uy	Sum X	Sum Y
Mode 1	0.631953	0.0364	68.0889	0.00364	68.0889
Mode 2	0.570498	67.0355	0.0535	67.072	68.1424
Mode 3	0.14854	0.349	0.207	67.4209	68.1424
Mode 4	0.14854	0.0002	19.2656	67.4211	87.615
Mode 5	0.129695	21.0497	0.0004	88.4708	87.6154
Mode 6	0.065565	0.0322	0.0366	88.5031	87.652
Mode 7	0.059202	0.0003	6.6113	88.5034	94.2633
Mode 8	0.049171	6.5434	0.0003	95.0467	94.2636
Mode 9	0.047598	0	0.0028	95.0468	94.2994
Mode 10	0.047598	0.0005	0.0402	95.0473	94.3065
Mode 11	0.047188	0.0028	0.0034	95.0501	94.3099
Mode 12	0.04653	0.0039	0.0938	95.0539	94.4036

Mode 7 _ sum uy = 94.2633 ≥ 90 %

Mode 8 _ sum ux = 95.0467 ≥ 90 %

V.7 Vérification réglementaire :

La période statique par rapport à la période dynamique :

$$1.3T_s \geq T_D$$

$$1.3 \times 0.5 \geq 0.63$$

$$0.65 \geq 0.63 \text{ C.V}$$

Vérification de confection de R

Effort vertical

$$\text{VOILE/TOTAL} = 0.36894772$$

$$\text{POT / TOTAL} = 0.36105228$$

$$V \geq 20 \% \text{ F V } \text{ C.V}$$

Effort horizontal

$$\text{VOILE/TOTAL} = 0.98269613$$

$$POT / TOTAL = 0.0173087$$

$$V \geq 80 \% \text{ FH } \quad \text{C.V}$$

1/La vérification du V_{statique} par rapport à $V_{\text{dynamique}}$

D'après le logiciel SAP2000 ou a eu les résultats suivantes :

Tableau V-5: Vérification de la résultante des forces sismiques

	$V_{\text{dynamique}}$	V_{statique}	$0.8 \times V_s \leq V_D$
E_x	2364.87	2666.65	C.V
E_y	2405.77	2464.87	C.V

2/Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Selon le CBA93 et RPA 99 version 2003 (Article 7.4.3) : pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$F = \frac{N_u}{f_{c28} \times A} \leq 0.3$$

$$F = \frac{1897.7}{25 \times 0.45 \times 0.45} \leq 0.3$$

$$F = 0.37 \leq 0.3 \quad \text{C.N.V}$$

Nous avons changé la section $A = (0.5 \times 0.5)$

$$F = \frac{1897.7}{25 \times 0.5 \times 0.5} \leq 0.3$$

$$F = 0.3 \leq 0.3 \quad \text{C.V}$$

Vérification de Déplacement par étage (Drift)

Tableau V-6: Vérification de Déplacement par étage (Drift)

Drift X	Drift Y	R	H	H / 100	Delta X	Delta Y
0.00069	0.000698	3.5	3.06	0.0306	0.0073899	0.00747558
0.000714	0.000792	3.5	3.06	0.0306	0.00764694	0.00848232
0.000727	0.000814	3.5	3.06	0.0306	0.00778617	0.00871794
0.000719	0.000819	3.5	3.06	0.0306	0.00770049	0.00877149
0.000682	0.000794	3.5	3.06	0.0306	0.00730422	0.00850374
0.000609	0.000725	3.5	3.06	0.0306	0.00652239	0.00776475
0.000503	0.000615	3.5	3.06	0.0306	0.00538713	0.00658665
0.00355	0.000445	3.5	3.06	0.0306	0.00380205	0.00476595
0.000174	0.000214	3.5	3.06	0.0306	0.00186354	0.00229194

Delta X \leq H/100 C.V

Delta Y \leq H/100 C.V

Verification P Delta (sismique)

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V-7: Vérification P Delta (sismique)

Vy	P.DeltaX	P.DeltaY	H	Vx . H	Vy . H	TETA X	TETA Y
14.15	0.7876531	0.71698288	3.06	48.0114	43.299	0.014762244	0.01655888
575.35	27.4317149	30.4284569	3.06	1962.4392	1760.571	0.01397838	0.01728329
979.9	55.3193363	61.9393945	3.06	3354.7698	2998.494	0.01648976	0.02065683
1276.07	81.797454	93.1740122	3.06	4359.0312	3904.7742	0.01876505	0.02386156
1521.06	103.281013	120.242118	3.06	5173.236	4654.4436	0.01996449	0.02583383
1720.04	115.460717	137.453235	3.06	5844.2022	5263.3224	0.01975645	0.0261153
1880.59	114.55468	140.061885	3.06	6394.1148	5754.6054	0.01791564	0.02433909
2005.63	94.5891108	118.56449	3.06	6824.2896	6137.2278	0.01386065	0.01931971
2066.98	53.2057442	65.4369497	3.06	7047.3636	6324.9588	0.00754974	0.01034583

VI Etude des éléments résistant :

VI.1 Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferraillements doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur CBA 91 et RPA 99 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

On a utilisé l'outil informatique à travers les logiciels d'analyse des structures SAP2000 et EXPERT, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

VI.2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon CBA 91 Les Combinaisons fondamentales sont :

$$\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} \rightarrow G + Q \end{cases}$$

Selon RPA99 version 2003 les combinaisons accidentelles sont :

$$\begin{cases} 0.8G \mp E \\ G + Q + E \end{cases}$$

Les armatures transversales :

Chapitre VI : Etude des éléments résistant

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{p_u \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

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

ρ : Un Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à :

2,5 si $\lambda g \geq 5$

3,75 si $\lambda g < 5$

λg : élancement géométrique $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

l_f : longueur de flambement

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{min}; 15 \text{ cm})$ (en zone IIa).

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_{min}$ (en zone IIa).

Tableau VI-1: l'effort inter de poteaux

Niveau	N max	M cor	M max	N cor	N min	M cor
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	-2553,19	25,428	-24,95	41,658	-63,629	-1927,99
1 ^{er} e étage	-2189,35	56,714	-85,861	-1357,18	45,55	55,275
2 ^{em} e étage et 3 ^{em} e étage	-1843,63	-44,411	-115,979	-875,34	28,34	28,33
4 ^{em} e étage et 5 ^{em} e étage 6 ^{em} e étage et 7 ^{em} e étage	-1203,34	38,34	-101,983	-155,82	-1,14	46,952

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$N^{\max} \rightarrow M^{\text{coresp}}$

$M^{\max} \rightarrow N^{\text{coresp}}$

Calcul des armatures longitudinales :

Selon l'RPA 99 version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0.8 % (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

Tableau VI-2: les armatures longitudinales

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courant	A _{max} zone(cm ²) recouvrement
RDC	50×50	20	100	150
1 ^{er} e étage	45×45	16.2	81	121.5
2 ^{ème} étage et 3 ^{ème} étage	40×40	12.8	64	96
4 ^{ème} étage et 5 ^{ème} étage 6 ^{ème} étage et 7 ^{ème} étage	35×35	9.8	49	

Exemple de calcul des poteaux :

ELU

$$N_{u_{max}} = 25.428 \text{ KN.m}$$

$$M_{u_{coresp}} = -2553.19 \text{ KN}$$

$$h = 0.5 \text{ m} ; b = 0.5 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.45 ; d' = 0.1h = 0.05 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{25.428}{2553.19} = 0.0099 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} - d' = \frac{0.5}{2} - 0.05 = 0.20 \text{ m}$$

$$e \leq e_1$$

$$a = (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times \delta_{bc}$$

$$a = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.05) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.20 = 0.45$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

$$e_a = 0.0099 + \frac{0.5}{2} - 0.05 = 0.21\text{m}$$

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$M_a = 2553.19 \times 0.21 = -536.169\text{KN.m}$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_a$$

$$b = -2553.19 \times (0.45 - 0.05) + 536.169 = -0.484$$

$$a > b$$

Le Calcul sera en flexion simple

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.20\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.53617}{0.5 \times 0.45^2 \times 14.20} = 0.372$$

$$\mu = 0.372 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\xi_{sl} = f_e / (\gamma_s \times E_s)$$

$$\xi_{sl} = 400 / 1,15 \times 200000$$

$$\xi_{sl} = 0,00173$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \xi_{sl}}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00173} = 0.699$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times \alpha_1)$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times 0.699) = 0.7324$$

$$\mu_1 = 0.8 \times \alpha_1 \times \beta_1$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.699 \times 0.7324 = 0.392$$

$\mu_1 = 0.392 > \mu = 0.372 \Rightarrow$ on revient au Pivot A

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_u = 0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.372})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.62$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.62) = 0.752$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_a}{\beta d} - N_a \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{0.53617}{0.3384} - 2.55319 \right) =$$

$$\Rightarrow A_s = -27.83 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0$$

Condition de fragilités :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.5 \times 0.45 \times \frac{21}{400}$$

$$A_{\min} = 2.76 \text{ cm}^2$$

$$M_{u_{\max}} = 88.901 \text{ KN}$$

$$N_{u_{\text{cosp}}} = -1422.31 \text{ KN} \quad .m$$

$$h = 0.5 \text{ m} ; b = 0.5 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.45 ; d' = 0.1h = 0.05 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e = \frac{88.901}{1422.31} = 0.0625 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} - d' = 0.2 \text{ m}$$

$$e \leq e_1$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.2625\text{m}$$

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$M_a = 373.356\text{KN.m}$$

$$a = (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times \delta_{bc}$$

$$a = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.05) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.20 = 0.45$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_a$$

$$b = -1422.31 \times (0.45 - 0.05) + 373.356 = -0.195$$

$$a > b$$

Le Calcul sera en flexion simple

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_c 28}{\gamma_b} = 14.20\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.373356}{0.5 \times 0.45^2 \times 14.20} = 0.26$$

$$\mu = 0.62 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\xi_{sl} = f_e / (\gamma_s \times E_s)$$

$$\xi_{sl} = 400 / 1,15 \times 200000$$

$$\xi_{sl} = 0,00173$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \epsilon_{sl}}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00173} = 0.699$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times \alpha_1)$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times 0.699) = 0.7324$$

$$\mu_1 = 0.8 \times \alpha_1 \times \beta_1$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.699 \times 0.7324 = 0.392$$

$\mu_1 = 0.392 > \mu = 0.26 \Rightarrow$ on revient au Pivot A

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_u = 0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.26})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.384$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.62) = 0.8464$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_a}{\beta d} - N_a \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{0.373356}{0.3808} - 1.42231 \right)$$

$$\Rightarrow A_s = -12.69 \text{ cm}^2 \leq 0$$

$$A_s = 0$$

Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage. Donc on va ferrailer avec Amin (RPA 99 V2003) :

$$A_{smin} = 0.008 B = 20 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement :

$$T_u = 26.21 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{max} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{26.21 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.45} = 0.116 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{max} > \tau_u \text{ CV}$$

Ferraillage transversal :

L'espace des armatures transversal :

D'après le RPA99 version 2003 :

$St < \min(10\Phi_{\min}, 15 \text{ cm}) = 14$ (pour la zone nodale)

$St < \min 15\Phi_{\min} = 21$ (pour la zone courantes)

Donc on prend : $st = 10 \text{ cm}$ (pour la zone nodale).

$St = 20 \text{ cm}$ (pour la zone courantes).

En zone courante : 2

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,5} = 4,30 < 5$$

Donc : $\rho_a = 3,75$

$$A_t = \frac{p_u \times t \times V_u}{h_t \times f_e}$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 0,15 \times 26,21 \times 10^{-3}}{0,48 \times 400} = 0,8 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale :

Après interpolation on aura :

$$A_t = 0,005 \times t \times b = 3,75 \text{ cm}^2$$

En zone nodale :

$$A_t = \frac{3,75 \times 0,10 \times 26,21 \times 10^{-3}}{0,48 \times 400} = 0,5 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0,005 \times t \times b = 2,5 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \emptyset$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \quad L_r \geq 40 \times 16 = 650 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \quad L_r \geq 40 \times 14 = 600 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \quad L_r \geq 40 \times 12 = 500 \text{ mm}$$

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t < \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

$$\begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{50}{35} = 1.42 \\ \frac{b}{10} = \frac{50}{10} = 5 \\ \phi_L = 1.2 \end{cases}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

Zone Nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi; 30\right)$$

$$S_t \leq \min(12.5; 12; 30)$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone Courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 25\text{cm}$$

On prend $S_t = 20\text{cm}$

Tableau VI-3: Ferrailages récapitulatifs des poteaux

Etage	Section	Section EXPERT	Ferrailages longitudinales	
RDC	50 × 50	20	20.35	8T14+4T16
1 ^{er} Etage	45 × 45	16.2	17.08	8T12+4T16
2 ^{et} 3 ^{er} Etage	40 × 40	12.8	13.56	12T12
4.5.6.7 Etage	35 × 35	9.8	11.31	10T12

Vérification au flambement

$$N \leq N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N = -2553.19\text{KN}$$

$$L_f = 0.7L_0 = 2.142\text{m}$$

$$I = 0.5 \times \frac{\sqrt{3}}{6} = 0.144$$

$$\lambda = 14.875 \leq 50$$

$$\alpha = 0.82$$

$$Br = 0.48^2$$

$$Br = 0.2304\text{m}^2$$

$$N \leq N_u = 0.82 = \left[\frac{0.2304 \cdot 25}{1.35} + \frac{20.35 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right]$$

$$N = 4.07 \text{ MN}$$

$$2.553 \leq 4.07 \quad \text{CV pas de resèque de flambent}$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc1} \leq \sigma_{bc}$$

$$N_{ser} = -1884.09 \text{ KN} \quad M_{ser} = 18.68 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{ser} G}{I} \times V \quad \text{béton fibre supérieur}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{ser} G}{I} \times V \quad \text{béton fibre inférieur}$$

$$S = b \times h + Na$$

$$S = 0.32 \text{ m}^2$$

$$M_{serG} = M_{ser} + N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v1 \right)$$

$$V1 = \frac{b \times h / 2 + n (A \times d + A \times d^n)}{s}$$

$$V1 = 21.92 \text{ cm}$$

$$V2 = 28.08 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{2} (V1^3 + V2^3) + nA''(V1 - d'')^2 + nA(d - V)^2$$

$$I = 904092.67 \text{ cm}^4$$

$$M_{serG} = 76.71 \text{ KN.m}$$

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

$$\sigma_{bc1} = 7.75 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{bc2} = 8.28 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \text{CV}^1$$

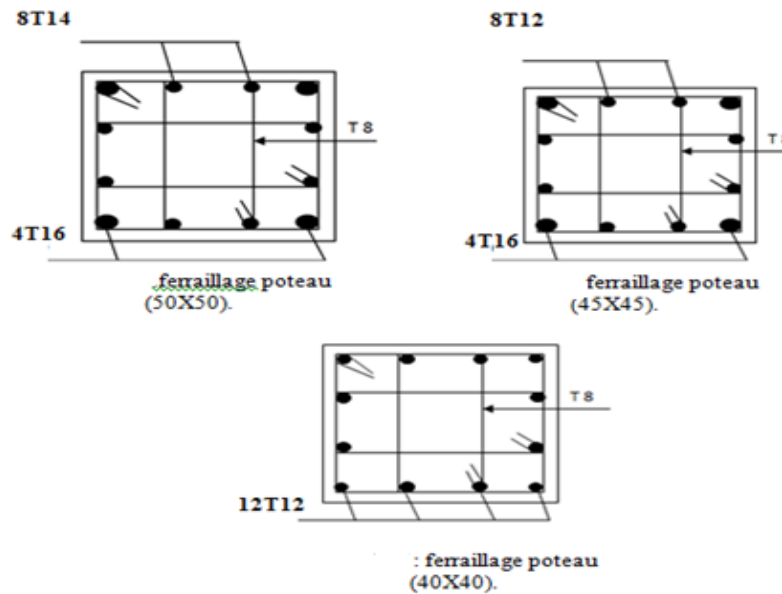


Figure VI-1: schéma de ferrailage des poteaux

VI.3 Ferrailage des poutres :

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appuis, les calculs seront réalisés en flexion simple à partir du règlement CBA93 puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 version 2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL Les Combinaisons fondamentales sont :

$$\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} \rightarrow G + Q \end{cases}$$

- Selon RPA99 version 2003 les combinaisons accidentelles sont :

$$\begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{cases}$$

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison ELS.

Armature longitudinale RPA 99 /2003 article (7.5.2.1)

$A_{min} = 0.5 \cdot b \cdot h = 6.75 \text{ cm}^2$ (pourcentage minimal)

Pourcentage maximal total d'acier

Zone courante

$C = 4\% \cdot b \cdot h = 54 \text{ cm}^2 \geq A_{adob} \text{ CV}$

Zone de recouvrement

$d = 6\% \cdot b \cdot h = 81 \geq A_{adob} \text{ CV}$

Longueur de recouvrement

$L_r \geq 40 \times \varnothing$ en zone

$\varnothing = 16 \text{ mm}$ $L_r \geq 40 \times 16 = 650 \text{ mm}$

$\varnothing = 14 \text{ mm}$ $L_r \geq 40 \times 14 = 600 \text{ mm}$

$\varnothing = 12 \text{ mm}$ $L_r \geq 40 \times 12 = 500 \text{ mm}$

Armature transversale:

$A_t = 0.003 \times s \times b$

Zone nodale

$S \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \varnothing_t\right)$

$S = 10 \text{ cm}$

$A_t = 0.9 \text{ cm}^2$

Zone courante

$$S \leq \frac{h}{2}$$

$$S = 20\text{cm}$$

$$A_t = 1.8\text{cm}^2$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t < \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = \frac{45}{35} = 1.28 \\ \frac{b}{10} = \frac{30}{10} = 3 \\ \phi_L = 1.2 \end{array} \right.$$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Exemple de calcul des poutres principales :

ELU

En travée

$$M_{u \max} = 92.206 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,3\text{m}; h = 0,45\text{m}; d = 0,9 h = 0,405 \text{ m}$$

$$\delta_{bc} = \frac{0.85 \times f_c 28}{\gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{92.206 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.405^2 \times 14.20} = 0.132$$

$$\mu = 0.132 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_u = 0$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.132})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.177$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.177) = 0.929$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{92.206 \times 10^{-3}}{0.929 \times 0.405 \times 348} = 0.000704 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 7.04 \text{ cm}^2$$

$$3T14 + 3T12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b d f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.30 \times 0.405 \times 2.1}{400} = 0.000146 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \text{ C.V}$$

En appuis

$$M_{u\max} = 125.931 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,30 \text{ m}; h = 0,45 \text{ m}; d = 0,9 h = 0,405 \text{ m}$$

$$\delta_{bc} = \frac{0.85 \times f_c 28}{\gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{125.931 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.405^2 \times 14.20} = 0.180$$

$$\mu = 0.180 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_u = 0$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.180})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.25$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.25) = 0.9$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{125.931 \times 10^{-8}}{0.9 \times 0.405 \times 348} = 0.000992 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 9.92 \text{ cm}^2$$

$$9T12 = 10.2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b d f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.41 \times 2.1}{400} = 0.000146 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \text{ C.V}$$

Vérification ELS :

En travée :

$$M_{\text{ser}} = 67.429 \text{ KN.m}$$

$$\delta_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$D = \frac{15}{30} (8.01 + 0)$$

$$D = 4.005 \text{ cm}^2$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \times d + A'_u \times d')$$

$$E = \frac{30}{30} (8.01 \times 40.5)$$

$$E = 324.405 \text{ cm}$$

$$y = -4.005 + \sqrt{4.005 + 324.405}$$

$$y = 14.12 \text{ cm}$$

$$I = 111764.57894 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{bc} = \frac{67.429 \times 10^{-3}}{111764.57894 \times 10^{-8}} \times 0.1412$$

$$\delta_{bc} = 8.51 \text{ MPA}$$

$$\overline{\delta_{bc}} > \delta_{bc} \text{ CV}$$

En appuie

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\overline{\delta_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\delta_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$D = \frac{15}{30} (10.2 + 0)$$

$$D = 5.1 \text{ cm}^2$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \times d + A'_u \times d')$$

$$E = \frac{30}{30} (10.2 \times 40.5)$$

$$E = 413.1 \text{ cm}$$

$$y = -5.1 + \sqrt{5.1 + 413.1}$$

$$y = 15.35\text{cm}$$

$$I = 132943.99625 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{bc} = \frac{92.071 \times 10^5}{132943.99625} \times 0.1535$$

$$\delta_{bc} = 1.63$$

$$\overline{\delta}_{bc} > \delta_{bc} \text{C.V}$$

Vérification au cisaillement :

$$T_u = -134 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{\max} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5\text{Mpa}\right) = 3.33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{-134 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.407}$$

$$\tau_u = -1.102\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\max} > \tau_u \text{C.V}$$

Vérification de l'armateur longitudinal :

Appuis de rive

$$A \geq V_u \cdot \frac{\gamma_s}{F_e}$$

$$A \geq -3.85 \text{ cm}^2$$

Appuis d'intermédiaire

$$A \geq V_u \cdot \frac{\gamma_s}{F_e} \cdot \left(V_u + \frac{MMa}{0.9 \cdot d}\right)$$

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

$$A \geq -1.37 \text{ cm}^2$$

Etat limite déformation :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$0.081 \geq 0.0625 \text{ CV}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$0.0065 \leq 0.0105 \text{ CV}$$

Tableau VI-4: Ferrailages récapitulatifs des poutres principales

		ELU	ELS	ELA	Ferrailages longitudinales	
					section	Choix
RDC	Appuie	-125.93	-92.07	112.6	9.92	9T12
	Travée	92.21	67.43	67.66	7.04	3T14+3T12
1^{ere} etage	Appuie	-140.31	-102.55	137.6	11.02	4T14+6T12
	Travée	92.61	67.73	69.54	7.65	6T14
2^{eme} etage et 3^{eme} etage	Appuie	-166.95	-121.97	-176.06	14.64	5T12+6T14
	Travée	94.36	69.02	73.79	5.55	4T14
4^{eme} etage et 5^{eme} etage	Appuie	-205.08	-150.34	-206.69	17.84	7T12+7T14
	Travée	106.6	78.29	85.39	6.74	6T12
6^{eme} etage et 7^{eme} etage et	Travée	106.6	78.29	85.39	6.74	6T12

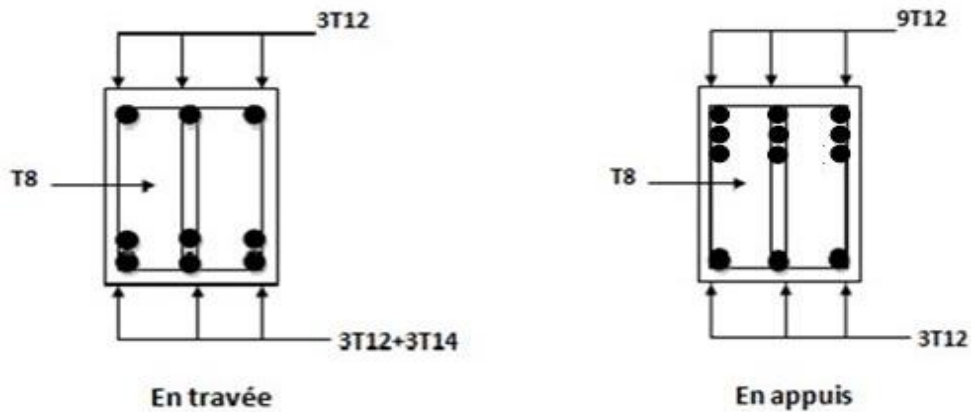


Figure VI-2: Schéma de ferrailage de la poutre principale

Exemple de calcul des poutres secondaires :

ELU

En travée

$$M_{u_{\max}} = 64.047 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,30 \text{ m} ; h = 0,4 \text{ m} ; d = 0,9 h = 0,36 \text{ m}$$

$$\delta_{bc} = \frac{0.85 \times f_c \times 28}{\gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{64.047 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36^2 \times 14.20} = 0.116$$

$$\mu = 0.116 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_u = 0$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.116})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.154$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.154) = 0.938$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{64.047 \times 10^{-8}}{0.938 \times 0.36 \times 348} = 0.000545 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 5.45 \text{ cm}^2$$

$$4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b d f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times 2.1}{400} = 0.00013 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \text{ C.V}$$

En appuis

$$M_{\text{umax}} = 91.8 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,30 \text{ m}; h = 0,4 \text{ m} \quad ; d = 0,9 h = 0,36 \text{ m}$$

$$\delta_{bc} = \frac{0.85 \times f_c}{\gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{91.8 \times 10^{-8}}{0.30 \times 0.36^2 \times 14.20} = 0.166$$

$$\mu = 0.166 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_u = 0$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.166})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.228$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.228) = 0.908$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{91.8 \times 10^{-8}}{0.908 \times 0.36 \times 348} = 0.000807 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 8.07 \text{ cm}^2$$

$$6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s = \frac{0.23 \times b d f_{tj}}{f_s} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times 2.1}{400} = 0.00013 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \text{ C.V}$$

$$A_{\min} = 0.5 \cdot b \cdot h = 6 \text{ cm}^2$$

Zone courant

$$C = 4\% \cdot b \cdot h = 48 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{adob}} \text{ CV}$$

Zone de recouvrement

$$d = 6\% \cdot b \cdot h = 72 \geq A_{\text{adob}} \text{ CV}$$

Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \emptyset \text{ en zone}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \quad L_r \geq 40 \times 16 = 650 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \quad L_r \geq 40 \times 14 = 600 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \quad L_r \geq 40 \times 12 = 500 \text{ mm}$$

Les amateur transversal:

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

Zone nodal

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \emptyset\right)$$

$$S = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.9 \text{ cm}^2$$

Zone courant

$$S \leq \frac{h}{2}$$

$$S = 15\text{cm}$$

$$A_t = 1.8 \text{ cm}^2$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t < \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

$$\begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{45}{35} = 1.28 \\ \frac{b}{10} = \frac{30}{10} = 3 \\ \phi_L = 1.2 \end{cases}$$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Vérification ELS :

En travée :

$$M_{\text{ser}} = 46.836 \text{ KN.m}$$

$$\delta_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$$

$$\overline{\delta_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\delta_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$D = \frac{15}{30} (7.7 + 0)$$

$$D = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \times d + A'_u \times d')$$

$$E = \frac{30}{30} (7.7 \times 36)$$

$$E = 277.2 \text{ cm}$$

$$y = -3.85 + \sqrt{3.85^2 + 277.2}$$

$$y = 12.91 \text{ cm}$$

$$I = 83095.4555 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{bc} = \frac{46.836 \times 10^5}{83095.4555} \times 0.1291$$

$$\delta_{bc} = 7.27 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} > \delta_{bc} \text{ CV}$$

En appuie

$$M_{ser} = 67.122 \text{ KN.m}$$

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$D = \frac{15}{30} (5.22 + 0)$$

$$D = 4.62 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \times d + A'_u \times d')$$

$$E = \frac{30}{30} (5.22 \times 31.5 + 0)$$

$$E = 332.64 \text{ cm}$$

$$y = -4.62 + \sqrt{4.62^2 + 332.64}$$

$$y = 13.74 \text{ cm}$$

$$I = 94616.763 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{bc} = \frac{67.122 \times 10^5}{94616.763} \times 0.1374$$

$$\delta_{bc} = 9.74 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\delta}_{bc} > \delta_{bc} CV$$

Vérification au cisaillement :

$$T_u = 133.88 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{\max} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5\text{Mpa}\right) = 3.33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{15.87 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36}$$

$$\tau_u = 1.23\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\max} > \tau_u CV$$

Vérification de l'armateur longitudinal :

Appuis de rive

$$A \geq V_u \cdot \frac{\gamma_s}{F_e}$$

$$A \geq 3.82 \text{ cm}^2$$

Appuis d'intermédiaire

$$A \geq V_u \cdot \frac{\gamma_s}{F_e} \cdot \left(V_u + \frac{MM_a}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A \geq -1.19 \text{ cm}^2$$

Etat limite déformation :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$0.088 \geq 0.0625 \text{ CV}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$0.0077 \leq 0.0105 \text{ CV}$$

Schéma de ferrailage :

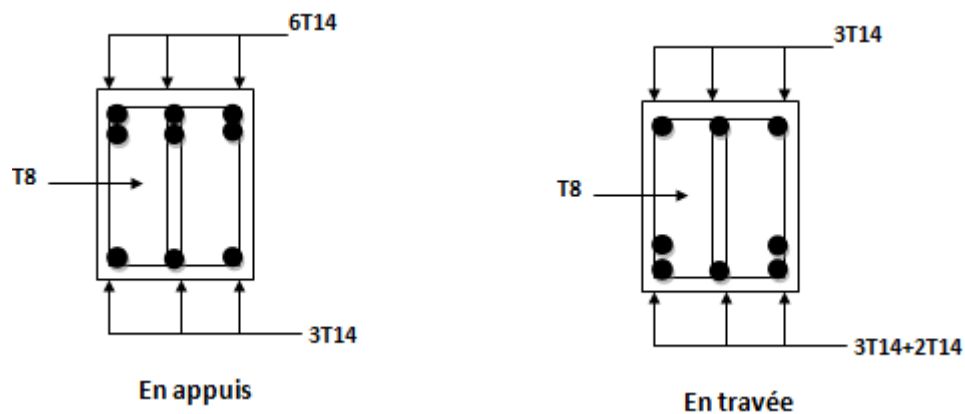


Figure VI-3: Schéma de ferrailage de poutre secondaire

VI.4 Voiles de contreventement :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

Horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue

Différents types des structures en béton armé :

- Structure auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Sollicitation des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les

Engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL Les Combinaisons fondamentales sont :

$$\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} \rightarrow G + Q \end{cases}$$

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

- Selon RPA99 version 2003 les combinaisons accidentelles sont :

$$\begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{cases}$$

Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

Armatures verticales

Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)

Armatures transversales

Tableau VI-5: Sollicitation des voiles

	N max(KN)		Mcor(KN.m)		Mmax(KN)		Ncor(KN)		Vmax
	F11	F22	M11	M22	M11	M22	F11	F22	
ELA	427.61	2137.05	0.42	2.1	1.32	6.42	191.61	72.63	3.99
ELU	163.67	818.37	0.14	0.7	1.67	7.83	78.13	663.9	
ELS	119.87	599.36	0.1	0.51	1.22	5.72	57.49	488.29	

Exemple de calcul des voiles :

Calcul des voiles par la méthode des contraintes

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 classique de la R.D.M) :

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué

S : section du voile

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

I : moment d'inertie

On utilise la méthode des contraintes Vx

$$M_{cor} = 0.42 \text{ KN.m}$$

$$N_{max} = 427.61 \text{ KN}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 1.066 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$A = b \times h = 0.8 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{427.61}{0.8} + \frac{0.42 \times 2}{1.066}$$

$$\sigma_1 = 535.30 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = 533.72 \text{ Mpa}$$

$$M_{max} = 1.67 \text{ KN.m}$$

$$N_{cor} = 78.13 \text{ KN}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 1.066 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$A = b \times h = 0.8\text{m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{78.13}{0.8} + \frac{1.67 \times 2}{1.066}$$

$$\sigma_1 = 100.79\text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = 94.53\text{Mpa}$$

$\sigma_1 \geq 0$, $\sigma_2 \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimée pas de zone tendue Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R P A 99 (version 2003)

Calcul d'armature verticale :

D'après le R P A 99 (version 2003) on a

$$A_{\min} = 0.15 \% \times a \times L$$

$$A_{\min} = 3\text{cm}^2$$

Le diamètre des armatures

$$D \leq \frac{1}{10} \times a \quad _ \quad D = 20\text{mm}$$

L'espacement :

Selon CBA 93 :

$$s_t \leq \min (2. a, 33\text{cm})$$

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

Donc :

$$s_t \leq \min (s_{\text{CPA}}, s_{\text{RPA}}) \quad _ \quad s_t \leq 30\text{cm}$$

On adopte un espacement égal à 25cm

selon RPA 99 version 2003

$$s_t \leq \min (1,5. a , 33\text{cm})$$

$$s_t \leq 30\text{cm}$$

Chapitre VI : Etude des éléments résistant

Le choix de la section des armatures verticales est de 6T12 soit $A_v = 6.786\text{cm}^2$.

Armatures horizontales :

$$A_h = \frac{2}{3} A_v \quad \text{avec : } A_v \text{ précédemment défini}$$

$$A_h = \frac{2}{3} 6.78 \quad \text{—} \quad A_h = 4.52 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section des armatures horizontal est de 6T10 soit $A_v = 4.71\text{cm}^2$.

On vérifie que :

$$\tau_u \leq \left(0.8 \cdot f_e \cdot \frac{A_h}{a \cdot s_t} + 0.3 \cdot f_{tj} \right) \cdot \frac{1}{1.25} \quad \text{Avec : } \tau_u = \frac{1.4 \times V}{a \cdot I_c}$$

I_c : longueur de confinement

s_t : Espacement maximal trouve pour A_v

a : épaisseur du trumeau ou voile

V : effort tranchant obtenu par le calcul dans la combinaison sismique la plus défavorable.

$$\left(0.8 \cdot f_e \cdot \frac{A_h}{a \cdot s_t} + 0.3 \cdot f_{tj} \right) \cdot \frac{1}{1.25} = 2.91 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 6.201 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq 2.91 \text{ MPa C.V}$$

Vérification de la stabilité et de la résistance du voile :

Effort de compression a l ELY :

L'effort limite ultime N_{lim} est donne par la formule suivant :

Dans le cas d'un mur non armé :

$$N_{lim} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \quad \text{Avec : } B_r = l_w \times [a - 2(\text{cm})]$$

Valeur de longueurs de flambement l_f des voiles raidis latéralement :

$$l_f = \frac{l'_f}{1+0.5\left(\frac{l'_f}{c}\right)} = \frac{2.22}{1+0.5\left(\frac{2.22}{5}\right)} = 1.92\text{m}$$

Avec : $l'_f = 0.85 \times h_{lib} = 0.85 \times (3.06 - 0.45) = 2.22\text{m}$

$$\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} = \frac{1.92 \times \sqrt{12}}{0.35} = 33.25$$

$$\lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{55}\right)} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{33.25}{55}\right)} = 0.714$$

B_r = section réduit

l_w = Longueur du mur (1ml)

a : épaisseur du mur

λ : Elancement

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton a 28 jours.

$$\gamma_b = 1.5$$

Ensuite, on déduit la contrainte limite ultime de béton mon arme qui vaut :

$$N_{lim} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} = 2.38 \text{ MN}$$

$$\sigma_{bna} = \frac{N_{u,lim}}{\alpha \times l_w} = \frac{N_{u,lim}}{\alpha \times l_w} = 11.9 \text{ MPA.} = 11900 \text{ kPA}$$

$$\sigma_{bna} \geq \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \quad \text{C.V}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte tangente maximale a laquelle est soumis chaque voile doit être inférieure a la contrainte tangente de cisaillement admissible

$$\tau_u = \frac{V}{B_0 \times d} \leq \tau^- = 0.2 \cdot f_{c28} \quad \text{RPA 992003 (Art.7.7.2)}$$

$$\tau_u = \frac{V}{B_0 \times d} = 0.005 \text{ MPA}$$

$$\tau_u \leq \tau^- = C.V$$

$$\tau^- = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPA}$$

On utilise la méthode des contraintes VY

$$M_{\text{cor}} = 2.1 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{max}} = 2137.05 \text{ KN}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.134 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$A = b \times h = 0.4 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{2137.05}{0.4} + \frac{2.1 \times 1}{0.134}$$

$$\sigma_1 = 5358.29 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = 5326.95 \text{ MPA}$$

$$M_{\text{max}} = 6.42 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 72.63 \text{ KN}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.134 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$A = b \times h = 0.4 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{72.63}{0.4} + \frac{6.42 \times 1}{0.134}$$

$$\sigma_1 = 229.48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = 133.66 \text{ Mpa}$$

$\sigma_1 \geq 0$, $\sigma_2 \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimée pas de zone tendue Alors la zone courante est armée par le minimum exige par le R P A 99 (version 2003)

Voile d'ascenseur :

On utilise la méthode des contraintes Vx

$$M \text{ cor} = 0.01 \text{ KN.m}$$

$$N \text{ max} = 184.42 \text{ KN}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.073 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$A = b \times h = 0.27 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{184.42}{0.27} + \frac{0.01 \times 0.9}{0.073}$$

$$\sigma_1 = 683.16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = 682.92 \text{ Mpa}$$

$$M \text{ max} = 0.34 \text{ KN.m}$$

$$N \text{ cor} = 153.35 \text{ KN}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.073 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$A = b \times h = 0.27 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{153.35}{0.27} + \frac{0.34 \times 0.9}{0.073}$$

$$\sigma_1 = 572.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = 563.77 \text{ Mpa}$$

$\sigma_1 \geq 0, \sigma_2 \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimée pas de zone tendue Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R P A 99 (version 2003)

Calcul d'armature verticale :

D'après le R P A 99 (version 2003) on a

$$A_{\min} = 0.15 \% \times a \times L$$

$$A_{\min} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des armatures

$$D \leq \frac{1}{10} \times a \quad _ \quad D = 15 \text{ mm}$$

L'espacement :

Selon CBA 93 :

$$s_t \leq \text{Min} (2. \text{ à } 33 \text{ cm})$$

$$s_t \leq 30 \text{ cm}$$

Donc :

$$s_t \leq \min (s_{\text{CPA}}, s_{\text{RPA}}) \quad _ \quad s_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

selon RPA 99 version 2003

$$s_t \leq \min (1,5. \text{ à } 33 \text{ cm})$$

$$s_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement égal à 20cm

Le choix de la section des armatures verticales est de 4T12 soit $A_v = 4.52 \text{ cm}^2$.

Armatures horizontales :

$$A_h = \frac{2}{3} A_v \quad \text{avec : } A_v \text{ précédemment défini}$$

$$A_h = \frac{2}{3} \cdot 4.52 \qquad A_h = 3.02 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section des armatures horizontal est de 4T10 soit $A_v = 3.93 \text{ cm}^2$.

On vérifie que :

$$\tau_u \leq \left(0.8 \cdot f_e \cdot \frac{A_h}{a \cdot s_t} + 0.3 \cdot f_{tj} \right) \cdot \frac{1}{1.25} \qquad \text{Avec : } \tau_u = \frac{1.4 \times V}{a \cdot l_c}$$

l_c : longueur de confinement

s_t : Espacement maximal trouve pour A_v

a : épaisseur du trumeau ou voile

V : effort tranchant obtenu par le calcul dans la combinaison sismique la plus défavorable.

$$\left(0.8 \cdot f_e \cdot \frac{A_h}{a \cdot s_t} + 0.3 \cdot f_{tj} \right) \cdot \frac{1}{1.25} = 3.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \text{ M§} = 0.23 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq 2.91 \text{ MPa C.V}$$

Vérification de la stabilité et de la résistance du voile :

Effort de compression a l ELY :

L'effort limite ultime N_{lim} est donne par la formule suivant :

Dans le cas d'un mur non armé :

$$N_{lim} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \text{ Avec : } B_r = l_w \times [a - 2(\text{cm})]$$

Valeur de longueurs de flambement l_f des voiles raidis latéralement :

$$l_f = \frac{l'_f}{1 + 0.5 \left(\frac{l'_f}{c} \right)} = \frac{2.22}{1 + 0.5 \left(\frac{2.22}{5} \right)} = 1.92 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } l'_f = 0.85 \times h_{lib} = 0.85 \times (3.06 - 0.45) = 2.22 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} = 44.34$$

$$\lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{55}\right)} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{44.34}{55}\right)} = 0.678$$

B_r = section réduit

l_w = Longueur du mur (1ml)

a : épaisseur du mur

λ : Elancement

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton a 28 jours.

$$\gamma_b = 1.5$$

Ensuite, on déduit la contrainte limite ultime de béton mon arme qui vaut :

$$N_{lim} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} = 1.63 \text{ MN}$$

$$\sigma_{bna} = \frac{N_{u,lim}}{\alpha \times l_w} = \frac{N_{u,lim}}{\alpha \times l_w} = 10.86 \text{ MPA.} = 10866.67 \text{ kPA}$$

$$\sigma_{bna} \geq \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \quad \text{C.V}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte tangente maximale a laquelle est soumis chaque voile doit être inférieure a la contrainte tangente de cisaillement admissible

$$\tau_u = \frac{V}{B_0 \times d} \leq \tau^- = 0.2 \cdot f_{c28} \quad \text{RPA 992003 (Art.7.7.2)}$$

$$\tau_u = \frac{V}{B_0 \times d} = 0.0002 \text{ MPA} \qquad \tau^- = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u \leq \tau^- = \text{C.V}$$

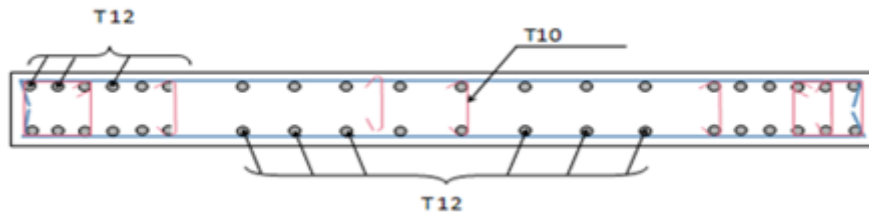


Figure VI-4: schéma ferrailage de voile

VII Fondation :

VII.1 Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol → fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux → fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.2 Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Le choix de la fondation doit satisfaire aussi les critères suivants :

- Stabilité d'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

$$G + Q$$

$$1.35G + 1.5Q$$

Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculée obtenue par le logiciel ETABS.

S : Surface d'appui de la semelle et $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

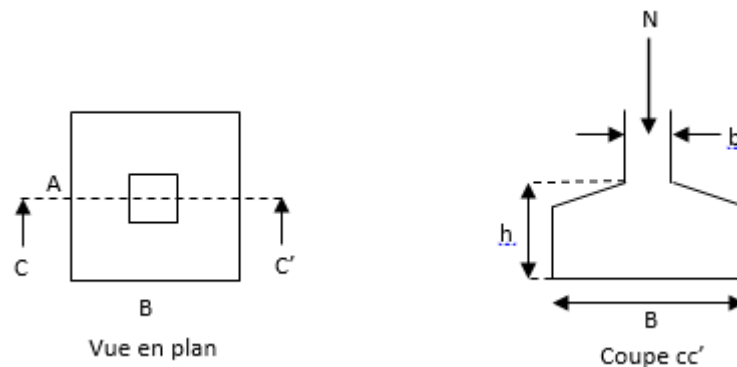


Figure VII-1: Vue d'une semelle isolée

Exemple de calcul une semelle isolée

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de A

et on trouve la valeur de B :

$$N_s = 5060.07 \text{KN}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{0.5}{0.5} \times \frac{5060.07}{200}} \approx 5.5\text{m}$$

Donc on choisit une semelle de (5.5m×5.5m).

$$S_{\text{semelle}} = B^2 \times \text{Nombre de poteaux}$$

$$S_{\text{semelle}} = 30.25 \times 18 = 544.5 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 232.75 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bat}}} = 2.3 > 0.5 \text{ CNV.}$$

On remarque qu'il y a chevauchement donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

Vérification des semelles filantes :

Pré dimensionnement :

Exemple de calcul d'une semelle filant :

B, L: dimension de la semelle

a, b: dimension du poteaux.

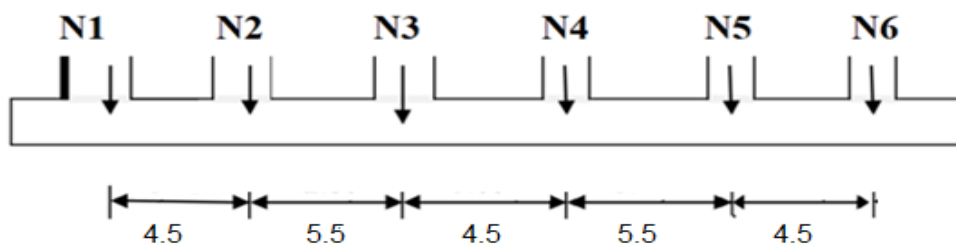


Figure VII-2: Vérification des semelles fila nets

Résultante des efforts :

$$R = N1 + N2 + N3 + N4 + N5 + N6$$

$$R = 4976.38 + 4926.62 + 2549.54 + 1759.19 + 5060.07 + 4843.24$$

$$R = 24115.04 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{Re}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \frac{24115.04}{24.5 \times 200} = 4.92 \text{ m}$$

$B \geq 4.5$ On remarque qu'il y a chevauchement donc on passe au radier général

VII.3 Radier :

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines appuyés sur les nervures chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

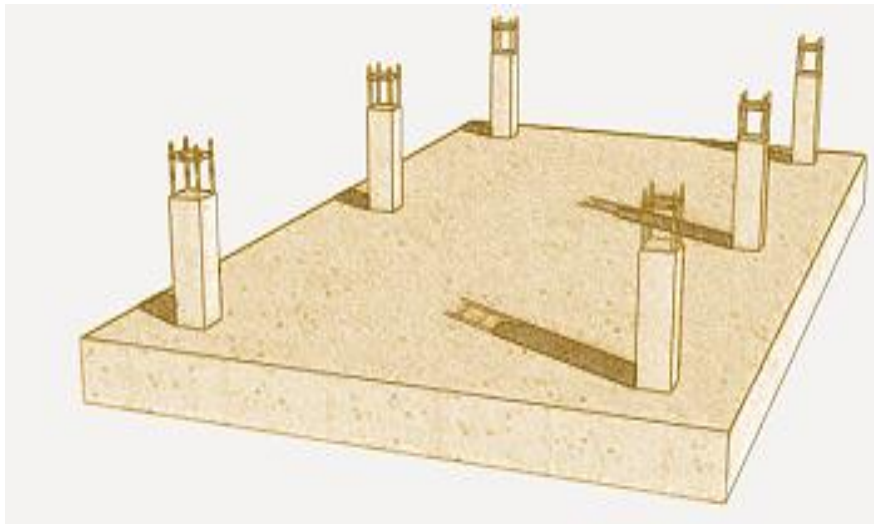


Figure VII-3: Radier

Condition de coffrage

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux = 5.5m

$$h_r \geq 27.5\text{cm}$$

On prend $h_r = 40\text{cm}$

Nerver

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq 55\text{cm}$$

$$h_n = 60\text{cm}$$

b. Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2}Le \geq L_{\max}$$

Le : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou Flexible).

$$Le \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \times 10^7 \text{KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5 \text{ kg/cm}^3 \text{ tres mauvais sol} \\ 4 \text{ kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 0.5 \text{ kg/cm}^3 \text{ tres bon sol} \end{array} \right.$$

b : La largeur de la semelle

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48L^4 \text{MAX}K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48L^4 \text{MAX}K}{\pi^4 E}} \quad h_t \geq 65.49$$

$$Le \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times l}{K \times b}} = 4.04 \text{m}$$

$$\frac{\pi}{2} Le \geq l_{\text{max}}$$

$6.34 \geq 5.5$ cv la semelle rigide

Alors on opte pour une hauteur total qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité
 $h = 100 \text{cm}$.

Calcul de la surface du radier

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$N_{\text{ser}} = 31808.17 \text{kn}$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 250 \text{cm}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 232.75 \text{cm}^2$$

$$S_{\text{rad}} \geq S_{\text{bat}} = \text{cv}$$

$$D = \frac{S_{\text{rad}} - S_{\text{bat}}}{\text{perimetre}} \quad p = 68 \text{cm}$$

On prend $D = 100 \text{cm}$

a. Vérification de la poussée hydrostatique

Nous devons vérifier le bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous-pression même si l'étude

Chapitre VII : Fondation

du sol n'indique pas la présence d'une nappe phréatique. L'effort normale (sans il faut s'assurer

que :

$$N \geq F \times H \times S \times \gamma_w$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 3.06 m

S : surface totale du radier = 412.2m²

γ_w : Poids volumique de l'eau = 10kN/m³

$P = 1.5 \times 3.06 \times 250 \times 10 = 11475 \leq N = 31808.17 \text{KN}$. Condition vérifiée

b. Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_d : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

h : hauteur du radier

$$A = a + h = 0.5 + 1 = 1.5 \text{m}$$

$$B = b + h = 0.5 + 1 = 1.5 \text{m}$$

On trouve : $U_c = 6 \text{m}$

$$N_d = 2095.01 \text{kn}$$

$$Nd = 0.045 \times 6 \times 1 \times 25 / 1.15 = 4.5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau = \min(0.1 \times f_c 28 ; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S} = 0.5 \leq 2.5 \quad \text{cv}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{m}$$

d. Vérification des contraintes dans le sol [7]

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$X_g = 12.25 \text{m}$$

$$Y_g = 4.75 \text{m}$$

$$I_{xx} = 1750.473 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = 11642.348 \text{m}^4$$

$$M_x = 252.5 \text{kn.m}$$

$$M_y = 232.16 \text{kn.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 35299.42 \text{kn}$$

Sens x-x

$$\sigma_{12} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x Y_g}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{35299.42}{250} + \frac{252.5 \times 4.75}{1750.473}$$

$$\sigma_1 = 0.141 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = 0.140 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.1407 \leq 0.2 \text{ cv}$$

Sens y-y

$$\sigma_1 = \frac{35299.42}{250} + \frac{232.16 \times 12.25}{11642.348}$$

$$\sigma_1 = 0.142 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = 0.140 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.141 \leq 0.2 \text{ CV}$$

e. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99 (Article 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{M}{N} = \leq \frac{B}{4} = \frac{252.5}{35299.42} = 0.0072 \leq 6.125 \text{ cv}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{M}{N} = \leq \frac{B}{4} = \frac{232.16}{35299.42} = 0.0065 \leq 6.125 \text{ CV}$$

VII.3.1 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la

Réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera

Le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour

A. Calcul des sollicitations

Soit : G_0 le poids propre du radie

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 10 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times 10 = 187.4 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = \frac{N_s}{S_{rad}} + 10 = 137.23 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{15}{5.5} = 0.91 > 0.4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\text{ELU : } \rho = 0.91 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \rho = 0.91 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases}$$

ELU :

Sens x-x :

$$M_0^{x1} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_0^{x1} = 0.0447 \times 187.4 \times 5.5^2$$

$$M_0^{x1} = 253.4 \text{KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_0^{y1} = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^{y1} = 0.8036 \times 253.4$$

$$M_0^{y1} = 203.63 \text{KN.m}$$

ELS :

Sens x-x :

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_0^x = 0.0518 \times 137.23 \times 5.5^2$$

$$M_0^x = 215.03 \text{KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0.8646 \times 215.03$$

$$M_0^y = 185.91 \text{KN.m}$$

ELU :

-en travée :

Sens x-x :

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x$$

$$M_t^x = 0.85 \times 253.4 = 215.39 \text{KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y$$

$$M_t^y = 0.85 \times 203.63 = 173.08 \text{KN.m}$$

-en appuis :

Sens x-x :

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x$$

$$M_a^x = -0.5 \times 253.4 = -126.72 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = -0.5 \times 203.63 = -101.81 \text{KN.m}$$

ELS :

-en travée :

Sens x-x :

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x$$

$$M_t^x = 0.85 \times 215.03 = 182.77 \text{KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y$$

$$M_t^y = 0.85 \times 185.91 = 158.02 \text{KN.m}$$

-en appuis :

Sens x-x :

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x$$

$$M_a^x = -0.5 \times 215.03 = -107.51 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = -0.5 \times 185.91 = -92.95 \text{KN.m}$$

Tableau VII-1: Tableau de ferrailage de radier

Localisation		Moment (KN .m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Escarpement (cm)
Sens xx	En travée	215.39	16.04	3.34	18.099	20
	En appuis	-126.72	10.48	3.34	10.77	25
Sens yy	En travée	107.08	12.74	3.2	13.85	15
	En appuis	-101.81	8.36	3.2	9.234	25

C. Vérifications à l'ELS :

a) État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \sigma^- = 0.6 \times f_{c28} =$$

Chapitre VII : Fondation

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII-2: Vérification des contraintes dans le béton

Localisation		Mser (KN .m)	A(cm ²)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	observation
Sens xx	En travée	182.77	18.099	11.53	8.7	vérifier
	En appuis	-107.51	10.77	9.29	7.03	vérifier
Sens yy	En travée	158.02	13.85	10.32	8.28	vérifier
	En appuis	-92.95	9.234	8.7	6.46	vérifier

b) Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{nft_j}) = 201.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} =$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII-3: Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		Mser (KN .m)	A(cm ²)	Y(cm)	σ_{sc} (MPa)	observation
Sens xx	En travée	182.77	18.099	11.53	278.77	Non vérifier
	En appuis	-107.51	10.77	9.29	303.38	Non vérifier
Sens yy	En travée	158.02	13.85	10.32	309.31	Non vérifier
	En appuis	-92.95	9.234	8.7	301.45	Non vérifier

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de

Ferrailage. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-4: Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		Mser (KN .m)	A(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (Mpa)
Sens xx	En travée	182.77	8HA20=25.136	7.8	200.87
	En appuis	-107.51	9HA16=18.099	5.73	185.65
Sens yy	En travée	158.02	7HA20=21.994	7.02	199.08
	En appuis	-92.95	7HA16=14.077	5.49	199.9

Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant :

Armature // à Lx $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$. Pour notre cas $St=15\text{cm}$.

Armature // à Ly $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$. Pour notre cas $St=20\text{cm}$.

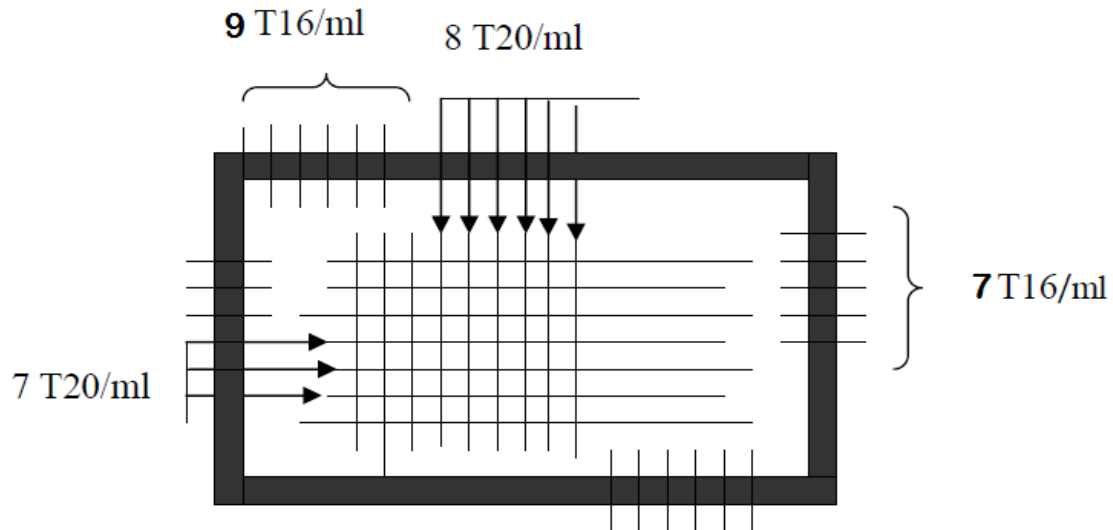
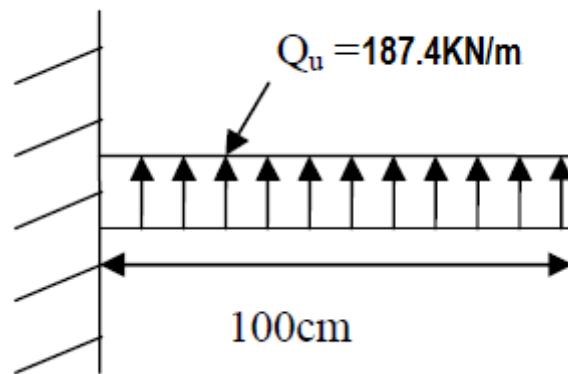


Figure VII-4: Schéma de ferrailage du radier

VII.4 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console de 100 cm de largeur



$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 93.7 \text{ KN.m}$$

$$A = 7.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_t / f_c$$

$$A_{\min} = 4.347 \text{ cm}^2$$

On adopt 4HA14+2HA12

Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{ct}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{187.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.52 \text{ Mpa} \leq 2.5 \text{ CV}$$

VII.5 Calcul des nervures :

A/ Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable. On

à $\rho = 0.91$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

-Charge triangulaire :

$P = \frac{q_u \times l_x}{q_u \times l_x}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

-Charge trapézoïdale :

$P = \left(1 - \frac{\rho}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale

$$q_u = 187.4 \text{ KN/m}$$

$$q_g = 137.23 \text{ KN/m}$$

-Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :

$$l'' \begin{cases} 1 & \text{travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$

- Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right); \quad M_0(x) = \frac{q_u \times x}{8} (1-x); \quad x = \frac{1}{2} \frac{M_g - M_d}{M_u \times l};$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

-Sens transversal (x-x) :

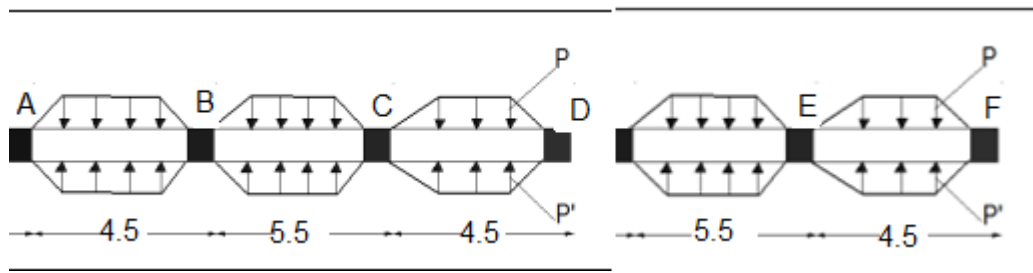


Figure VII-5: Charges transmises aux nervures principales de radier.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII-5: Sollicitations de la nervure de radier. Dans le sens(x-x)

Travée	l(m)	l'(m)	P(KN/m)	M_a (KN. m)		X(m)	M_t (KN. m)
				M_E	M_d		
A-B	4.5	4.5	586.4	31.6	1381.14	2.1	444.93
B-C	5.5	4.4	716.66	1381.14	1300.1	1.5	532.1
C- D	4.5	3.6	586.4	1300.1	1435.3	1.13	623.54
D- E	5.5	4.4	716.66	1435.3	1381.14	1.5	532.1
E-F	4.5	4.5	586.4	1381.14	40.65	1.2	598.3

-Sens longitudinal (y-y) :

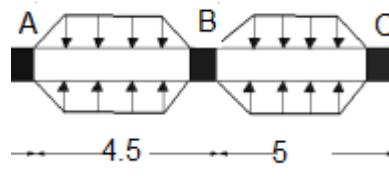


Figure VII-6: Charges transmises aux nervures secondaires de radier.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII-6: Sollicitations de la nervure de radier. Dans le sens (y-y)

Travée	l(m)	l'(m)	P(KN/m)	M _a (KN. m)		X(m)	M _t (KN. m)
				M _g	M _d		
A-B	4.5	4.5	586.4	31.6	1326.14	2.02	400.93
B-C	5	4	650.31	1326.14	1542.87	1.03	540.65

b-Ferraillage :

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple. $h=100\text{cm}$; $h_0=40\text{cm}$

$b_0 = 60\text{cm}$; $d=90\text{cm}$

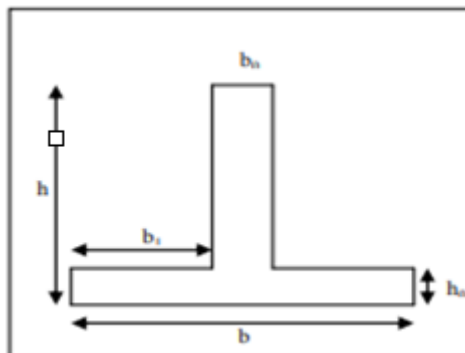


Figure VII-7: section a ferraillage de nervure

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \quad b_1 = 45\text{cm}$$

$$b = b_1 \times 2 + b_0 = 150\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa}$$

Les contraintes

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

Ferraillage calculé

Sens (x-x)

E.L.U :

En travée

$$M_t = 623.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = 0.04$$

$$\mu = 0.04 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_u = 0$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.051$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.98$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \delta_s} = 20.31 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 6T16 + 4T12 + 4T16 = 24.63 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times b d f_{tj}}{f_e} = 16.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 16.30 \text{ cm}^2$$

En appuis

$$M_B = 1435.3 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_B}{b_0 d^2 f_{bc}} = 0.083$$

$$\mu = 0.083 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_a = 0$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.12$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.952$$

$$A_a = \frac{M_B}{\beta d \delta_s} = 48.13 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 12T20 + 4T12 + 4T16 + 50.27 \text{ cm}^2$

Sens (y-y)

E.L.U :

En travée

$$M_t = 540.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = 0.031$$

$$\mu = 0.031 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_{ca} = 0$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0.04$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.984$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = 17.54 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 6 \text{ T } 20 = 18.852 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \frac{0.23 \times b d f_{tj}}{f_e} = 16.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 16.30 \text{ cm}^2$$

En appuis

$$M_B = 1542.87 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_B}{b_0 d^2 f_{bc}} = 0.089$$

$$\mu = 0.089 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_{ca} = 0$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.116$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.954$$

$$A_a = \frac{M_B}{\beta d \sigma_s} = 51.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte A=7T32 A=56.294cm²

Vérification au cisaillement :

$$V_x = 391.65 \text{ KN} \quad V_y = 425.15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{425.15 \times 10^{-3}}{1.5 \times 0.9} = 0.31 \text{ MPa}$$

Vérification

En travée :

$$y = \frac{M_U}{M_s} = 1.15$$

$$\alpha = 0.325 \quad 0.051 \leq 0.325 \quad \text{CV}$$

Sur appuis

$$y = \frac{M_U}{M_s} = 1.2$$

$$\alpha = 0.35 \quad 0.12 \leq 0.35 \quad \text{CV}$$

Calcul des armatures transversales

D'après le BAEL91 modifié 99 Le diamètre transversal est de :

On adopte $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section des cadres est $4\phi_8 = 2 \text{ cm}^2$

Calcul d'espacement des cadres

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

Zone nodale

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{ cm}\right)$$

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 1,2; 30\right)$$

$$\delta_t \leq 14,4\text{ cm}$$

On adopte $\delta=10\text{ cm}$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2h$

Zone courante

$$\delta_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\delta_t \leq \frac{100}{2}$$

$$\delta_t \leq 50\text{ cm}$$

On adopte $S=15\text{ cm}$

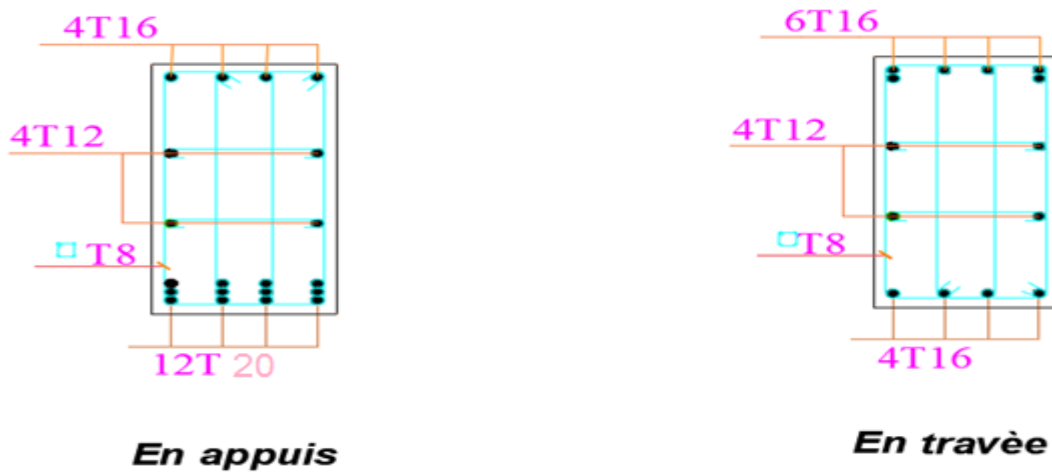


Figure VII-8: Schéma de ferrailage de la nervure

VII.6 Etude des longrines :

VII.6.1 Introduction :

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction N.

Selon RPA99 version 2003, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

(25 cm x 30 cm) : sites de catégorie S2 et S3

(30 cm x 30 cm) : site de catégorie S4

Pour plus d'efficacité ; on prend les dimensions de la section transversale des longrines (30x30).

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

D'après RPA 99 version 2003 et comme notre zone est la zone sismique IIa

On a $\alpha = 12$

Avec N présente la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par

Les points d'appuis solidaires.

$$F = \frac{1897.7}{12}$$

VII.6.2 Ferrailages des Longrine :

$$A_s = \frac{F}{\delta_{st}}$$

$$A_s = \frac{158.15 \times 10^{-3}}{348}$$

$$A_s = 5 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Fondation

La section minimal de RPA 99 version 2003 et comme suit :

$$A_s = 0.005h \times b$$

$$A_s = 0.005 \times (30 \times 30)$$

$$A_s = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s; A_{RPA}) = 5 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de 8T10 avec $A_s = 6.28 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23 \times b d f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.30 \times 0.27 \times 2.1}{400} = 0.000097 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq 0.97 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

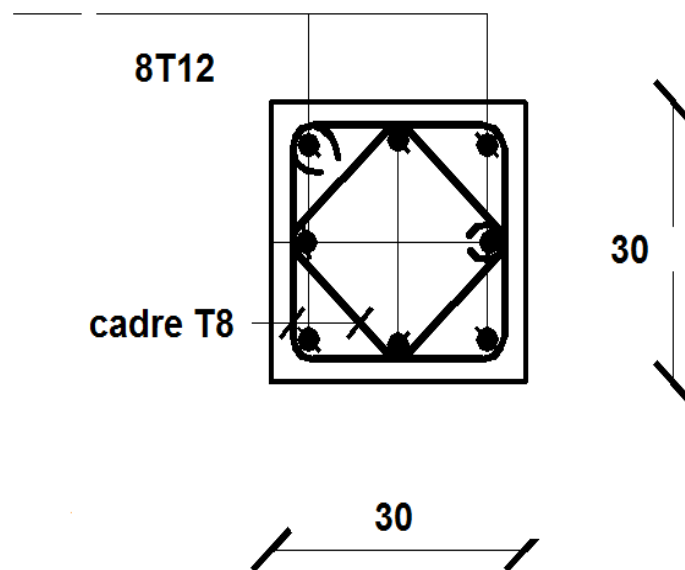


Figure VII-9 : schéma de ferrailage de longrin

CONCLUSION GÉNÉRALE :

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation sous ETABS.

L'étude de ce projet nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et de tirer quelques conclusions qui sont :

La forme irrégulière et l'aspect architectural sont des facteurs négatifs qui peuvent décomplexer le travail de l'ingénieur.

-La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Cette contrainte architecturale influence directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

La modélisation par le logiciel ETABS, est très simple, mais elle demande une précision de manipulation, elle nous a permis de trouver une bonne disposition des voiles de contreventement. Cette disposition vérifie les conditions édictées par le RPA 99/2003 (période de vibration, effet $(P-\Delta)$ et le taux de participation massique).

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix des sections de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Enfin, nous espérons que ce projet soit utile pour les futures promotions.

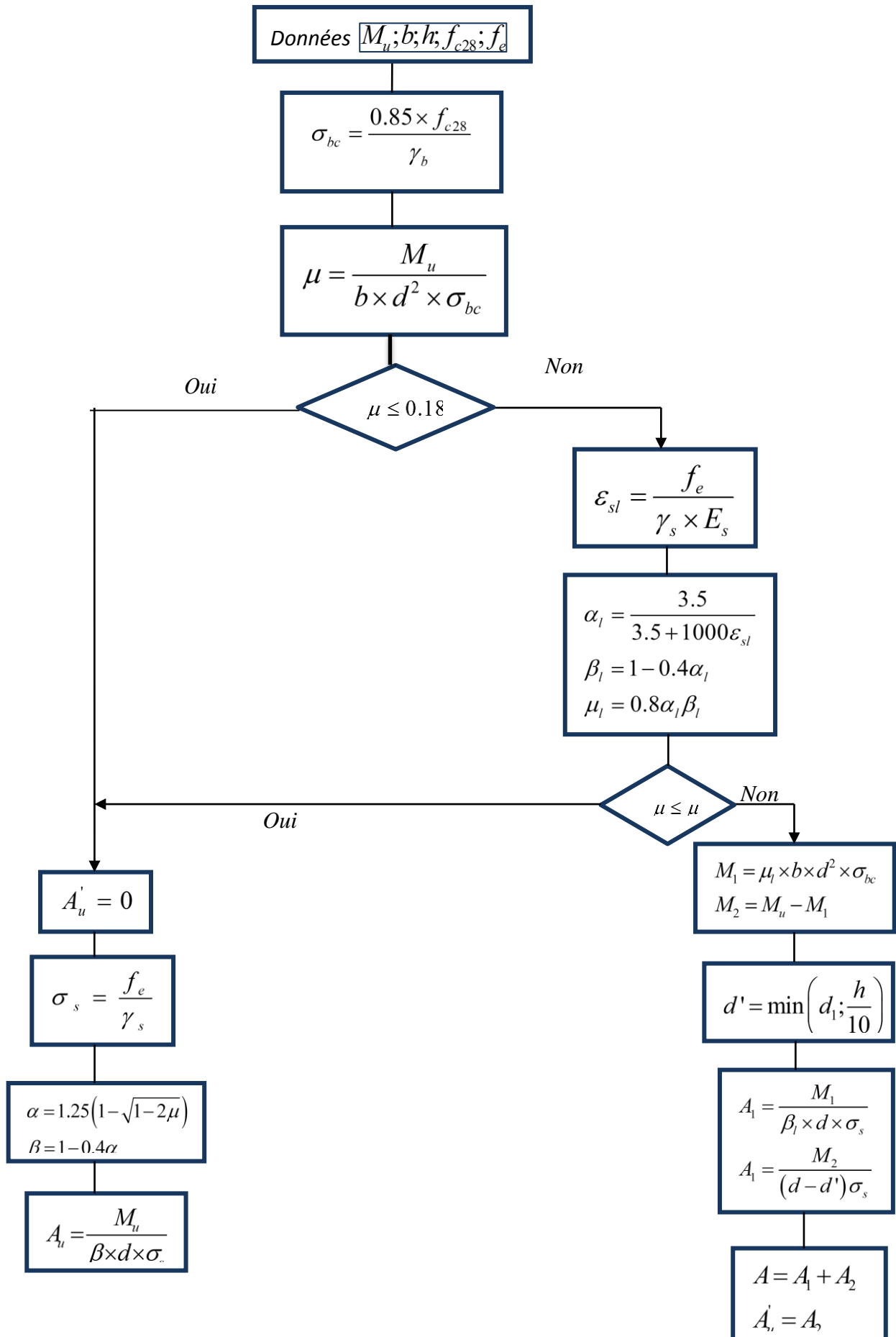
BIBLIOGRAPHIE

1. Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton arme suivant la méthode des états limites
2. Règles BAEL 91 (Edition Eyrolles Deusieme Edition 1997)
3. Règles parasismique Algériennes (Edition CGS RPA 99 / version 2003)
4. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93)
(Edition CGS Décembre 1993)
5. DTR B.C2.2 : charges permanentes et charge d'exploitation (Edition Eyrolles novembre)
(Edition CGS octobre 1988)
6. H .Thonier conception et calcul des structures de bâtiment (Edition Eyrolles, novembre 1997)
7. DTR-BC 2 331 : regelés de calcul des fondations superficielles
(Edition OPU 2005)
8. Cour de béton arme 3^{eme} et 4^{eme} année Génie civil
9. Anciens mémoires de fin d'étude.

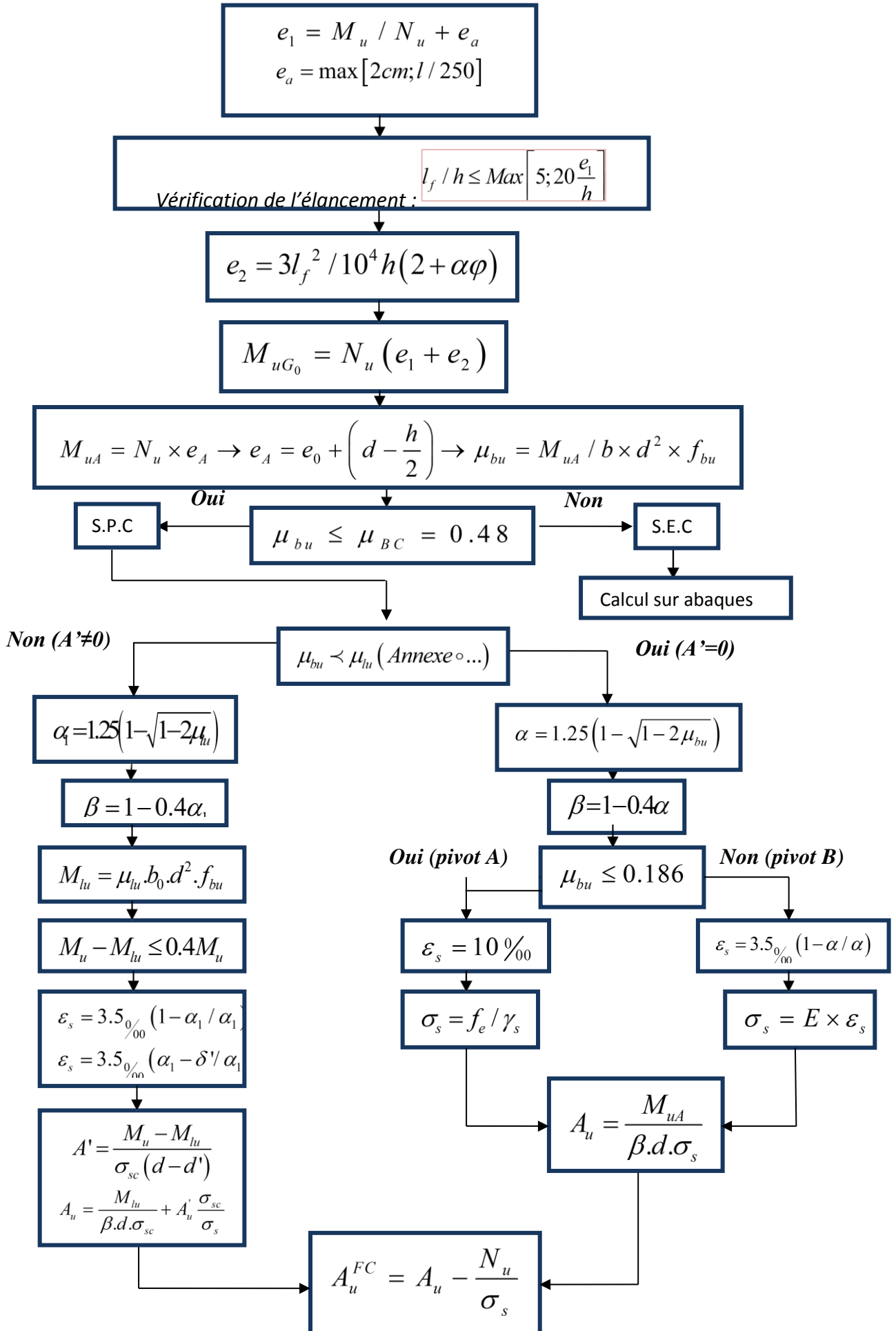
LOGICIELS UTILISÉS

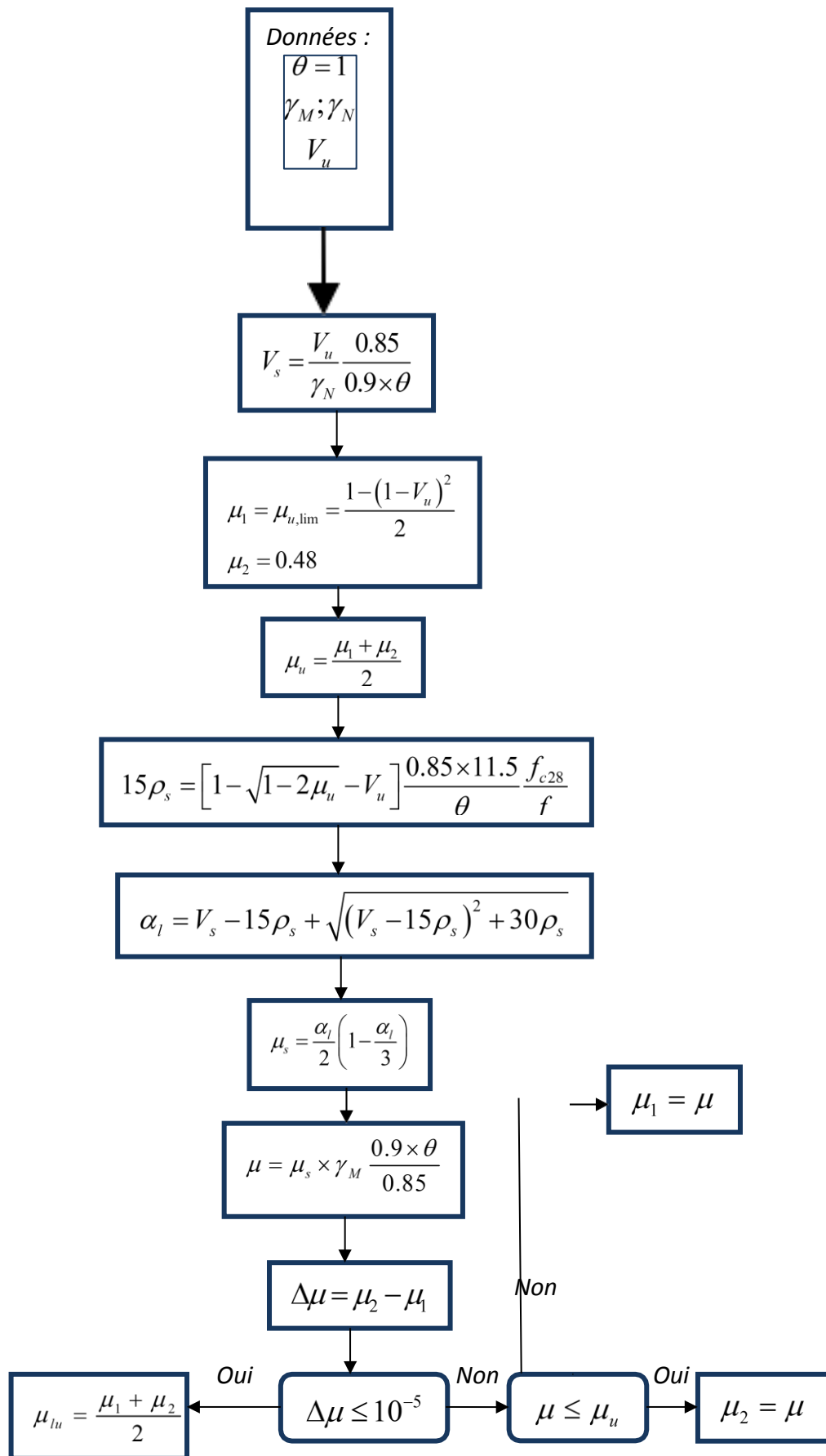
- ETABS : modalisation de la structure
- AUTO CAD 2016 : dessin
- SOCOTEC : calcul du ferrailage
- Excel 2013
- Word 2010

Annexe 1 : Organigramme de calcul
Section rectangulaire
à L'E.L.U en flexion simple(BAEL99)

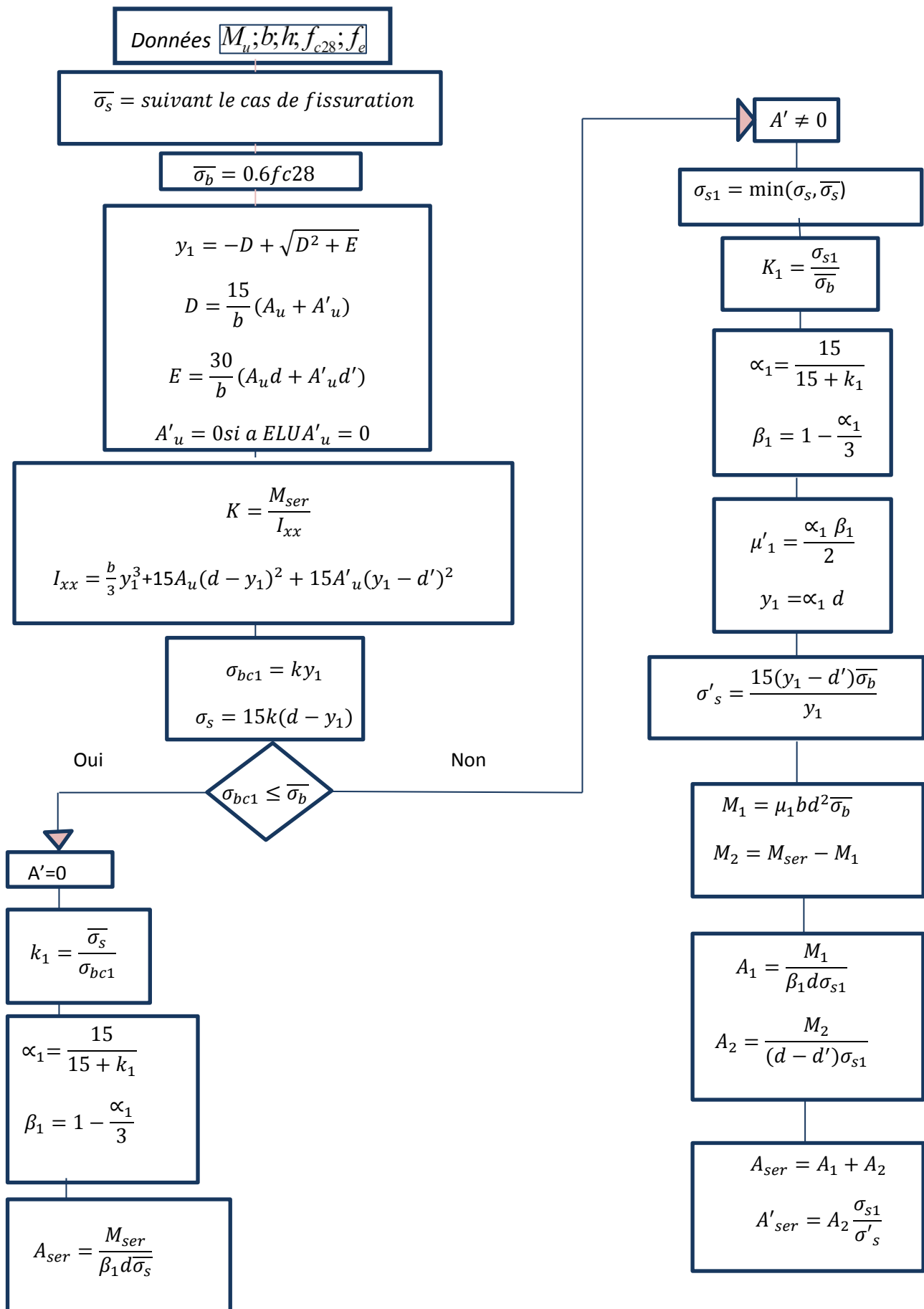


Annexe 2 : Organigramme de calcul
Section rectangulaire
à L'E.L.U en flexion compose(BAEL99)





Annexe 3 : Organigramme de calcul
Section rectangulaire
à L'E.L.S en flexion simple(BAEL99)



Annexe 4 : Tableau μ_x et μ_y

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074

0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 5 : Tableau de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimensions :

$$l_x \times l_y \text{ avec } l_x < l_y$$

$$\rho = 0.9$$

		u/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/l_y											
Valeur de M1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	0.066
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	0.065
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	0.063
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	0.060
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	0.057
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.054
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	0.049
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.046	0.042
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	0.042
Valeur de M2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	0.067
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	0.061
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	0.051
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	0.047
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	0.032

Annexe 6 : tableaux des armatures en cm²

<i>Diamètre nominal (mm)</i>	<i>Section en centimètre carrés pour un nombre de barres égal a</i>									
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>
<i>5</i>	<i>0,19</i>	<i>0,39</i>	<i>0,59</i>	<i>0,78</i>	<i>0,98</i>	<i>1,17</i>	<i>1,37</i>	<i>1,57</i>	<i>1,76</i>	<i>1,96</i>
<i>6</i>	<i>0,28</i>	<i>0,56</i>	<i>0,85</i>	<i>1,13</i>	<i>1,41</i>	<i>1,7</i>	<i>1,98</i>	<i>2,26</i>	<i>2,54</i>	<i>2,82</i>
<i>8</i>	<i>0,5</i>	<i>1</i>	<i>1,5</i>	<i>2,01</i>	<i>2,51</i>	<i>3,01</i>	<i>3,51</i>	<i>4,01</i>	<i>4,52</i>	<i>5,02</i>
<i>10</i>	<i>0,78</i>	<i>1,57</i>	<i>2,35</i>	<i>3,14</i>	<i>3,92</i>	<i>4,71</i>	<i>5,49</i>	<i>6,28</i>	<i>7,06</i>	<i>7,85</i>
<i>12</i>	<i>1,13</i>	<i>2,26</i>	<i>3,39</i>	<i>4,52</i>	<i>5,65</i>	<i>6,78</i>	<i>7,92</i>	<i>9,05</i>	<i>10,18</i>	<i>11,31</i>
<i>14</i>	<i>1,54</i>	<i>3,08</i>	<i>4,62</i>	<i>6,15</i>	<i>7,69</i>	<i>9,23</i>	<i>10,77</i>	<i>12,31</i>	<i>13,85</i>	<i>15,39</i>
<i>16</i>	<i>2,01</i>	<i>4,02</i>	<i>6,03</i>	<i>8,04</i>	<i>10,05</i>	<i>12,06</i>	<i>14,07</i>	<i>16,08</i>	<i>18,09</i>	<i>20,1</i>
<i>20</i>	<i>3,14</i>	<i>6,28</i>	<i>9,42</i>	<i>12,56</i>	<i>15,7</i>	<i>18,84</i>	<i>21,99</i>	<i>25,13</i>	<i>28,27</i>	<i>31,41</i>
<i>25</i>	<i>4,91</i>	<i>9,82</i>	<i>14,73</i>	<i>19,63</i>	<i>24,54</i>	<i>29,45</i>	<i>34,36</i>	<i>39,27</i>	<i>44,18</i>	<i>49,09</i>
<i>32</i>	<i>8,04</i>	<i>16,08</i>	<i>24,12</i>	<i>32,17</i>	<i>40,21</i>	<i>48,25</i>	<i>56,29</i>	<i>64,34</i>	<i>72,38</i>	<i>80,42</i>
<i>40</i>	<i>12,56</i>	<i>25,13</i>	<i>37,7</i>	<i>50,26</i>	<i>62,83</i>	<i>75,39</i>	<i>87,96</i>	<i>100,53</i>	<i>113,09</i>	<i>125,65</i>

