



*République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure
et de la Recherche scientifique.*



Université Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

*Faculté des sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'étude

**Dans le cadre de l'obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil
Option : Structures**

Thème

***Étude d'un bâtiment (R+10 +sous-sol)
Avec contreventement mixte***

Réalisé par :

- *Benmimoun Rabab*
- *Boumehed Imane*

Encadré par :

Mr.Moussaoui Salah-Eddine

Année universitaire : 2019-2020

Dédicaces

Je dédie cet humble travail :

A les plus chers au monde

Mes parents, celles qui sont la joie de ma vie, la cause de mon existence, grâce à ses encouragements, ses confiances et ses soutiens pendant toute la vie.

Que dieu garde mes parents et les protège.

Comme je dédie ce travail à mes meilleurs frères.

Même je dédie cette mémoire à tous mes amies et bien sur à la plus chère qui et ma binôme Imane et sa famille.

Rabab

Dédicaces

Je dédie cet humble travail :

*Mes très chers parents, qui m'ont tant aidé avec son soutien, ils
sont ma source de courage et de patience mes parents qui ont
sacrifiés toute la vie afin de me voir devenir ce que je suis,
Merci mes parents.*

Comme je dédie ce travail à mes meilleurs frères et mon cher mari.

*Même je dédie cette mémoire à tous mes amies et bien sûr à la plus
chère qui et ma binôme Imane et sa famille.*

Imane

Remerciement

A terme de cette étude

Tout notre parfait gratitude et remerciement à Allah le tout puissant qui nous a donné la force, le courage, la volonté et la patience.

Nos remerciements s'adressent aux membres du jury qui nous honorent en acceptant d'examiner ce travail.

Ainsi qu'à notre encadreur **Mr.Moussaoui Salah Eddine**.

Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants au niveau de département de génie civil, et l'ensemble des étudiants la spécialité structure.

Et tous ceux qui ont contribuent de près ou de loin à l'élaboration de ce travail

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué de sous-sol, un Rez de chaussée plus 10 étages implantés dans la wilaya de Mostaganem, cette région est classée en zone Iia selon le RPA version 2003.

Cette étude compose comme suit :

La première partie présente la description générale du projet ; ensuite le dimensionnement de la structure et la descente des charges.

La deuxième partie à été consacrée aux éléments secondaires.

La troisième partie entame l'étude sismique de la structure en utilisant le logiciel robot afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements.

La dernière partie comprend le ferrailage des différentes éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres, voiles).

Le dimensionnement et le calcul de ferrailage des éléments résistants ont été faits conformément aux règles de calcul et de vérification des structures en béton armé (RPA99 V 2003, CBA93).

Les mots clés : Robot structural, RPA 99 V2003, CBA93

Summary

This project presents a detailed study of building multiuse consist of basements, a ground story +10 floor implanted in the wilaya of Mostaganem. This region is classified as seismic zone Iia according to the RPA99V2003.

This study composed of four parts:

The first part is the general description of the project, then the pre-sizing of the structure and the descent of the load.

The second part was devoted to secondary element.

The third part begin the seismic study of the structure determined by robot structural to various stresses to loads.

The last part include the renforcement of the various resistane element of the structure (fondation, column, beams and walls saills).

The pre-sizing and calcul of reinforcement of the resistant element were made according to rules of calculation and cerfication of reinforced concrete structures (RPA99 V 2003, CBA93).

Keywords : Robot structural, RPA 99 V2003, CBA93

المخلص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة لعقارة مكونة من طابق تحت ارضي زائد طابق ارضي وعشرة طوابق علوية بولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية لرقم 2 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل .
اشتملت الدراسة على النحو التالي:

- المحور الأول: تفصيل عام مع اعطاء الابعاد الاولية للعناصر وحمولة كل عنصر مكون لها .
- المحور الثاني: دراسة الاجزاء الثانوية من البناية
- المحور الثالث: الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة البرنامج الذي يزودنا بالنتائج التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية مع مراعاة كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل .

-اما المحور الاخير: يتمثل على دراسة الاجزاء المقاومة للبناية (الاعمدة العارضات والاساسات) كل هذا اعتمادا على قواعد الحساب والتحقق الخرسانة المسلحة: RPA 99 V2003, CBA93
الكلمات المفتاحية: Robot structural, RPA 99 V2003, CBA93 .

Notation

G : Action permanente

Q : Action d'exploitation

E Action accidentelle

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible due l'acier

$\overline{\tau}_u$: Contrainte ultime de cisaillement

σ_{bc} : Contrainte du béton

σ_{st} : Contrainte d'acier

τ_u : Contrainte de cisaillement

f_{bc} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance à la compression du béton a(j) jours

f_{tj} : Résistance à la traction du béton a (j) jours η

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

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

A_{ST} : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

θ : Coefficient d'application

η : Facteur de correction d'amortissement

I_x, I_y : Moment d'inertie

i_x, i_y : Rayon de giration

μ_u : Moment ultime réduit

α : Position relative de la fibre neutre

Z : Bras de levier

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inferieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

Br : Section réduit

M : Moment fléchissant

N : Effort normal

A : Coefficient d'accélération de la zone
D : Facteur d'amplification dynamique
R : Coefficient de comportement global de la structure
Q : Facteur de qualité
W : Poids total de la structure
V : Force sismique total
W_i : Poids au niveau(i)
 c_t : Coefficient de période
 β □ Coefficient de pondération
 s_t : Espacement
 λ :Élancement
e :Épaisseur
f : Flèche
 \bar{f} : Flèche admissible
L :Longueur ou portée
 l_f :Longueur de flambement
 M_t :Moment en travée
 M_a : Moment en appui
K : Coefficient de raideur de sol
 ε : Déformation relative
 f_e :Limite d'élasticité de l'acier
 E_{ij} :Module d'élasticité instantané
 E_{vj} :Module d'élasticité différé
 E_s :Module d'élasticité de l'acier

Sommaire

Chapitre I : Présentation de projet

I.1 Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I-3 situation de l'ouvrage	2
I.4 Caractéristiques géométriques de la structure	2
I-5 description de l'ouvrage	2
I-6 les règlements et les hypothèses de calcul	3
I-7 caractéristiques des matériaux	3

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1.Introduction	10
II.2 Pré-dimensionnement des éléments structuraux	10
II.2.2 Les poutres	10
II.2.1 Les planchers	11
II.3 Évaluation des charges et surcharges	13
IV.4 Dimensionnement des escaliers	16
II.5 Les poteaux	18
II. Les voiles	22

Chapitre III : Étude des planchers

III.1 Introduction	24
III.2 Dimensionnement de la poutrelle	24
III.3 Etude du plancher à corps creux	26
III.3.1 calcul des poutrelles	27
III.4 Etude du plancher dalle pleine	34
III.4.1.Pré-dimension de la dalle pleine	34
III.4.2. Calcul des moments	35
III.4.3 calcul des ferrailages	36

Chapitre IV : Étude des éléments secondaires :

IV.1 Etude d'escalier	39
IV.1.1 Introduction	39
VI.1. 2 l'évaluation des sollicitations	41
IV .1.3 Détermination des ferrailages	43
IV .1.4 Étude de la poutre palière	46
IV 1.4.1 Pré dimensionnement	46
IV.1.4.2 Descende des charges	46
IV.1.4.3 l'évaluation des sollicitations	47
IV.1.4.4 Calcul du ferrailage	49
IV. 2 Etude de balcon	52
IV.2.1 Introduction	53
IV.2.2 Evaluation des charges	53
IV.2.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants	53
IV.2.4 Détermination du ferrailage	54
IV.3 Ascenseur	56
IV.2.1 définition	56
IV .2.2 Etude de l'ascenseur	56
IV.3 Acrotère	61
IV.3.1 Introduction	61
IV.3.2 Poids propre de l'acrotère	61
IV .3.3 Combinaison d'action	61

IV.3.4. Calcul de l'excentricité.....	62
IV.3.5 Détermination du ferrailage.....	62
Chapitre V : Etude sismique	
V.1 Introduction	63
V.2 Objectif de l'étude dynamique.....	63
V.3 Modélisation de la structure.....	63
V.4. choix Méthodes des calcul.....	64
V.4.1 Méthode statique équivalents	64
V.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale.....	65
V.5 Méthodes statique équivalente.....	65
V.6 Période et participation massique.....	67
V.7 Poids total de la structure.....	67
V.7.1 Détermination de l'effort tranchants.....	72
V.8 Résultats des forces sismique de calcul de robot.....	74
Chapitre VI : Étude des éléments structuraux	
VI.1 Introduction.....	78
VI.2 Les poteaux	78
VI.2.4 Ferrailage des poteaux.....	79
VI.2.4.2 Calcul des armatures transversales.....	79
VI.3 Les poutres.....	83
VI.3.1 Ferrailage des poutres principales.....	83
VI.3.1.1 Ferrailage longitudinale.....	83
VI.3.1.2 Ferrailage transversale	83
VI.3.2 Ferrailage des poutres secondaires.....	86
VI.3.2.1 Ferrailage longitudinale.....	86
VI.3.2.2 Ferrailage transversale.....	87
VI.4. Les voiles.....	90
VI.4.1 Introduction.....	92
VI.4. 2 Vérification des contraintes de tangentielles.....	92
VI.4.3 Calcul des voiles.....	92
VI.4.2.1 Détermination du ferrailage.....	93
VI.4.3 Calcul des voiles périphériques.....	95
VI.4.2.1 Détermination du ferrailage.....	97
Chapitre VII : Étude des fondations	
VII.1 Introduction.....	100
VII.2 Pré-dimensionnement des semelles	
VII.3 Choix du type de fondation.....	101
VII.3. Etude du radier général	101
VII.3.1 Pré dimensionnement du radier.....	102
VII.3.2 Vérification au poinçonnement	103
VII.3.3 Pré dimensionnement des poutres	104
VII.3.4 Ferrailage de la dalle du radier	106
VII.3.5 Ferrailage des débordement.....	109
VII.3.6 : Ferrailage des poutres.....	112

Liste des tableaux :

Chapitre II :

Tableau II.1: Charges appliquées sur la dalle pleine de l'ascenseur.

Tableau II.2: Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.

Tableau II.3 : Charges du plancher terrasse

Tableau II.4: Charges du plancher étage courant.

Tableau II.5: Charges du plancher dalle pleine

Tableau II.6 : récapitulatif des charges et combinaison des charges.

Tableau II.7 : Charges du volée

Tableau II.8 : Charges du palier

Tableau II.9 : Dégression verticale des charges.

Tableau II.10 : pré- dimensionnement des poteaux.

Tableau II.11 : Pré-dimensionnement des voiles.

Chapitre III :

Tableau III-1 : schéma statique des poutrelles.

Tableau III-2 : les résultats des moments fléchissant et effort tranchants.

Tableau III-3: les efforts appliqués sur la dalle pleine

Tableau III-4 : ferrailage de la dalle en ELU suivant le sens xx et yy.

Tableau III-5: vérification des contraintes à l E.L.S suivant les sens XX et YY.

Chapitre IV :

Tableau 1 : récapitulatif du ferrailage d'escalier

Tableau 2 : récapitulatif du ferrailage de la poutre palière

Tableau VI-3 : ferrailage de balcon

Tableau IV-4 : sollicitations sur la dalle de la machine à ELU.

tableau IV-5 : ferrailage de l'ascenseur.

Tableau IV : sollicitations sur la dalle de la machine à ELS.

Chapitre V :

Tableau V-1: Pénalités du facteur de qualité.

Tableau V-2 : Taux de participation modale.

Tableau V-3: vérification de l'effort tranchant à la base.

Tableau V-4: Vérification des déformations.

Tableau V-5: Vérification de l'effet $p\Delta$ sens XX.

Tableau V-6: Vérification de l'effet $p\Delta$ sens YY.

Tableau V-7: Taux des charges verticales portés par les voiles.

Chapitre VI :

Tableau VI.1: ferrailages des poteaux.

Tableau VI.2: vérification des poteaux.

Tableau VI.4: vérification de flambement des poteaux.

Tableau VI.5: ferrailages des poutres principales et secondaires.

Tableau VI.6: vérification au cisaillement at de la flèche (pp)(ps).

Tableau VI.7: ferrailage de voile contreventement sens X-X.

Tableau VI.8: ferrailage de voile contreventement sens Y-Y.

Tableau VI.9: vérification au cisaillement de voile contreventement sens X-X.

Tableau VI.10: vérification au cisaillement de voile contreventement sens Y-Y.

Tableau VI.11 : vérification à ELS des voiles périphériques.

Chapitre VII :

Tableau VII.1 : Dimensions des poutres.

Tableau VII.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

Tableau VII.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

Tableau VII.4 : Calcul des moments à E.L.U.

Tableau VII.5 : Calcul des moments à E.L.S.

Tableau VII.6 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des sections des armatures à ELU.

Tableau VII.7 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et vérifications à ELS.

Tableau VII.8 : Ferrailage des débords.

Tableau VII.9 : Vérification des contraintes pour le débord.

Tableau VII.10 : Calcul des armatures longitudinales pour poutres principale et secondaire.

Tableau VII.11 : moments fléchissant et vérifications à ELS pour poutre principal secondaire.

Listes des figures :

Chapitre I :

Figure I.1 : Diagramme des contraintes de déformations à ELU

Figure I.2 : Diagramme des contraintes de déformations à ELS

Figure I.3 : Diagramme déformations- contraintes

Chapitre II :

Figure 1 : Section des poutres principales

Figure II.2 : Section des poutres secondaires.

Figure II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Figure II.4 : Nervure du plancher à corps creux.

Figure II.5:Dimensions adoptées pour les poutrelles.

Figure II.6 : dalle pleine

Figure 7: Coupe du mur extérieur et intérieur

Figure II.8:La section afférente du poteau le plus sollicité

Figure II.9 : la section réduite du poteau

Chapitre III :

Figure III.1: Section transversale de la poutrelle étudiée.

Figure III.2 : ferrailage de poutrelles.

Figure III.3 : dalle portante sur 4 cotés.

Chapitre IV :

FigureIV.1 : vue en plan d'escalier .

Figure IV.2 : Le schéma statique d'escalier.

Figure IV.3: dessin de ferrailage de l'escalier.

Figure IV.4 : dessin de ferrailage de la poutre palière

Figure IV.5 : Dessin ferrailage de balcon

Chapitre VI :

FigureVI.1 schéma de ferrailage des poteaux.

Figure VI.2 schéma de ferrailage transversal des poutres principales.

Figure VI.3 schéma de ferrailage transversal des poutres secondaires.

FigureVI.4: disposition des armatures verticales dans les voiles.

FigureVI.5: contrainte de voile périphérique.

FigureVI.6: Dessin ferrailage de voile de contreventement.

Figure VI.7: Dessin ferrailage de voile périphérique.

Chapitre VII :

Figure VII.1 : Dimension d'une semelle isolée.

Figure VII.2 : radier nervuré.

Figure VII.4 : Dimensions des poutres libage.

Figure VII.3 : Dimensions du radier.

Figure VII.6 : schéma statique du bâtiment.

Figure VII.7 : Schéma statique de charge de radier.

Figure VII.8 : Diagramme des moments.

Figure VII.9 : schéma statique et distribution des charges sur les poutres principales.

Figure VII.10 : schéma statique et distribution des charges sur les poutres secondaires.

Figure VII.11 : Dessin ferrailage des poutres principales de radier.

Figure VII.12 : Dessin ferrailage des poutres secondaires de radier.

Figure VII.13 : Dessin ferrailage de la dalle et le débord de radier.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I-1 Introduction :

La construction est l'un des soucis des gens à cause de développement démographique qui les poussent à réaliser des structures verticales dans un souci d'économie de l'espace mais dans ce choix il y'a le risque de dégâts qui peuvent résulter à cause de séisme, pour cela devient le rôle le l'ingénieur de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution ce type d'ouvrages.

I-2 présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de notre formation de master de génie civil. Notre projet de fin d'étude représente dans l'étude d'un bâtiment R+10 avec sous-sol en béton armé à usage multiple.

Nous avons choisis un bloc B qui appartient d'un projet de réalisation 100 logements il se compose de :

- Un sous-sol : 13 services (des locaux commerciaux).
- Un rez- chaussé et des étages courants pour l'usage d'habitation.

I-3 situation de l'ouvrage :

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Mostaganem. Par le RPA99 version 2003 cette ville est définie comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I-4 caractéristique géométrique du l'ouvrage :

➤ I-4-1 Dimension en élévation :

- La hauteur totale du bâtiment 33,66m sans acrotère.
- La hauteur de RDC et les étages courants 3,06m.
- La hauteur de sous-sol est 4,5m.

➤ I-4-2 Dimension en plan :

- La longueur totale de bâtiment en plan est 25,55m
- La largeur totale de bâtiment en plan est 23,5m

I-5 description de l'ouvrage :

La structure est une ossature en béton armé contreventé par des voiles en béton armé assurant une stabilité du bâtiment vis-à-vis des forces horizontaux (séisme ou vent) et charges verticales.

❖ I-5-1 Plancher :

On a deux types :

- Plancher corps creux dans tous les étage et RDC
- Plancher dalle pleine pour les escalier, balcons et loggia

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

❖ **I-5-2 Escaliers :**

Sont des éléments non structuraux qui permettent le passage d'un niveau à un autre. Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et paliers inter étage du RDC au 9^{ème} étage et trois volées au niveau de sous-sol.

Les escaliers sont coulés sur place.

❖ **I-5-3 Maçonneries :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs : sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs : sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

❖ **I-5-4 L'acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

❖ **I-5-5 Terrasse :**

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien.

❖ **I-5-6 Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage pour les escaliers, les couloirs et les chambres.
- L'enduit de plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissage de façades intérieurs et extérieures.

I-6 -LES REGLEMENTS ET LES HYPOTHESES DE CALCUL :

L'étude de ce projet est basée sur les règlements suivants :

I-6-1 Le règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93: basé sur la théorie des états limites.

a. Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, ces états limites sont relatifs à la limite :

- Soit de l'équilibre statique de l'ouvrage (renversement du bâtiment).
- Soit de la résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Soit de la stabilité de forme de l'un de plusieurs des éléments de la construction. (Non flambement des poteaux et des voiles)

La Combinaison d'action à l'état limite ultime est :

$$q = 1,35G + 1,5Q$$

➤ **Hypothèses propres :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation (application de la loi de Navier Bernoulli).
- Il n'a Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ ($\xi_{s \max} = 10‰$).
- Le raccordement unitaire du béton est limité à :

$$\xi_{b \max} = 3,5‰ \text{ en flexion simple ou composée.}$$

$$\xi_{b \max} = 2‰ \text{ en compression simple.}$$

b. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les limites au-delà des quelles les conditions normales d'exploitation et de la construction ne sont plus satisfaites soient il doit ainsi être considéré

- La limite l'ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- La limite pour la déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- la limite pour la valeur de résistance à la compression du béton.

La Combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G + Q$$

➤ Hypothèses propres:

- application de la loi de Navier Bernoulli.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques
- Le rapport n des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\frac{E_s}{E_b}$; $n = 15$).

I-6-2 le règlement RPA99/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :

Les présents règles visent à assurer une protection acceptables des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

I-7 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

I-7-1 Le béton :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier. car il est le matériau le plus utilisé dans monde et le plus économique, pour la réalisation les différents éléments de cette structure on a utilisées le béton CPA dosé à 350 Kg/m³ dont les caractéristiques sont :

I-7-1-1 Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de diamètre qu'égale à 16 cm et d'une hauteur de 32 cm.

- Pour des résistances $f_{cj} \leq 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

- Pour des résistances $f_{cj} \geq 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPJ42,5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimé à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

I-7-1-2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} < 60\text{Mpa.}$$

Alors :

- Le poids volumique $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- La résistance à la compression $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6$.
 - Matières constitutives du béton : La composition courante de 1m³ de béton est la suivante
 - 350 kg de ciment de 42.5R
 - 530 L de sable
 - 740L de gravillon
 - 175 L d'eau de gâchage

La méthode adoptée dans beaucoup de chantier en Algérie

- 350 kg de ciment de 42.5R
- 400 L de sable DS < Dg
- 800 L de gravillon 5 mm < Dg
- 175 L d'eau de gâchage

I-7-1-3 Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

a) Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

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

$$\text{D'où on a : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

b) Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad \text{avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en Mpa}$$

$$\text{D'où on a : } E_{v28} = 10721,4\text{MPa}$$

I-7-1-4 Coefficient de Poisson:

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

à L'ELU : $\nu = 0 \rightarrow$ calcul des sollicitation (béton fissuré)

à L'ELS : $\nu = 0,2 \rightarrow$ calcul des déformation(béton non fissuré)

I-7-1-5 Les Contrainte Limites :**1. Contrainte limite de béton:**

En se référant au règlement du C.B.A on distingue deux états limites :

➤ **Etat limite ultime « E.L.U » :**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{28}}{\gamma_{bc}}$$

Avec γ est le Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_{bc}=1,5$ cas des actions courantes transitoire

$\gamma_{bc}=1,15$ cas des actions accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objectif de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

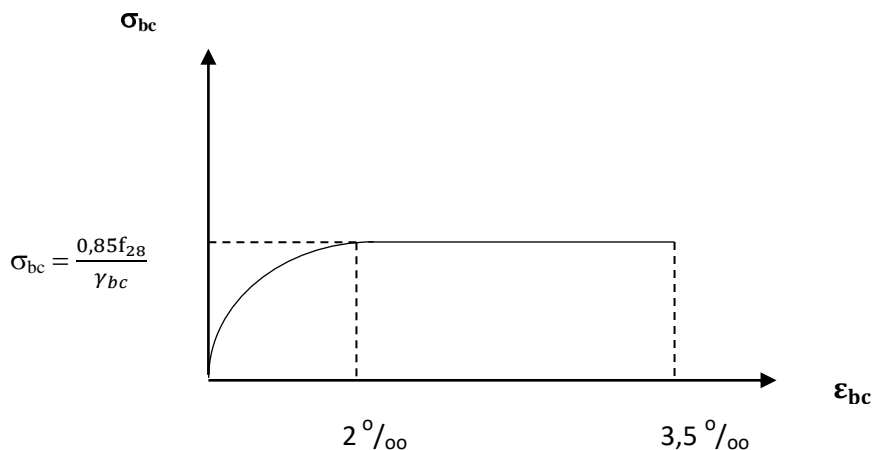


Figure I.1 : *Diagramme des contraintes de déformations à ELU*

➤ **Etat limite de service « E.L.S » :**

La contrainte limite de service est donnée par :

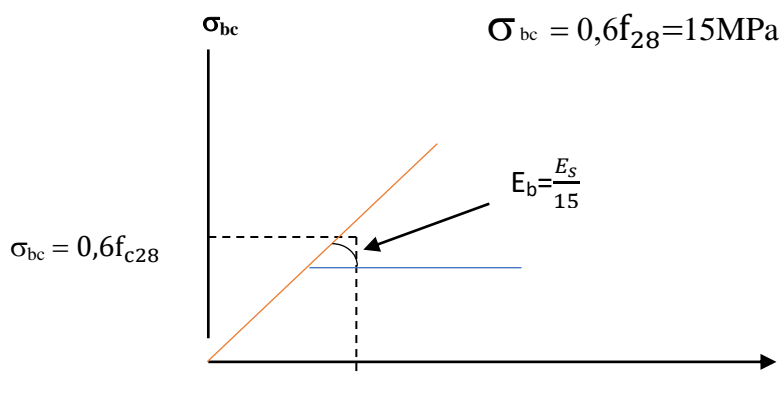


Figure I.2 : *Diagramme des contraintes de déformations à ELS*

I-7-2 L'acier :

C'est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises entre 0,02% et 2% en masse pour le carbone).

C'est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés du métal qu'on appelle « acier ».

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$.

Les différents types d'aciers utilisées dans les ouvrages de béton armé sont :

Type d'aciers	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses	F _e E215	215
	F _e E235	235
Barres H.A	F _e E400	400
Treillis soudés en fils lisses	TLE520($\varnothing \leq 6\text{mm}$)	520
	TLE500($\varnothing \geq 6\text{mm}$)	500

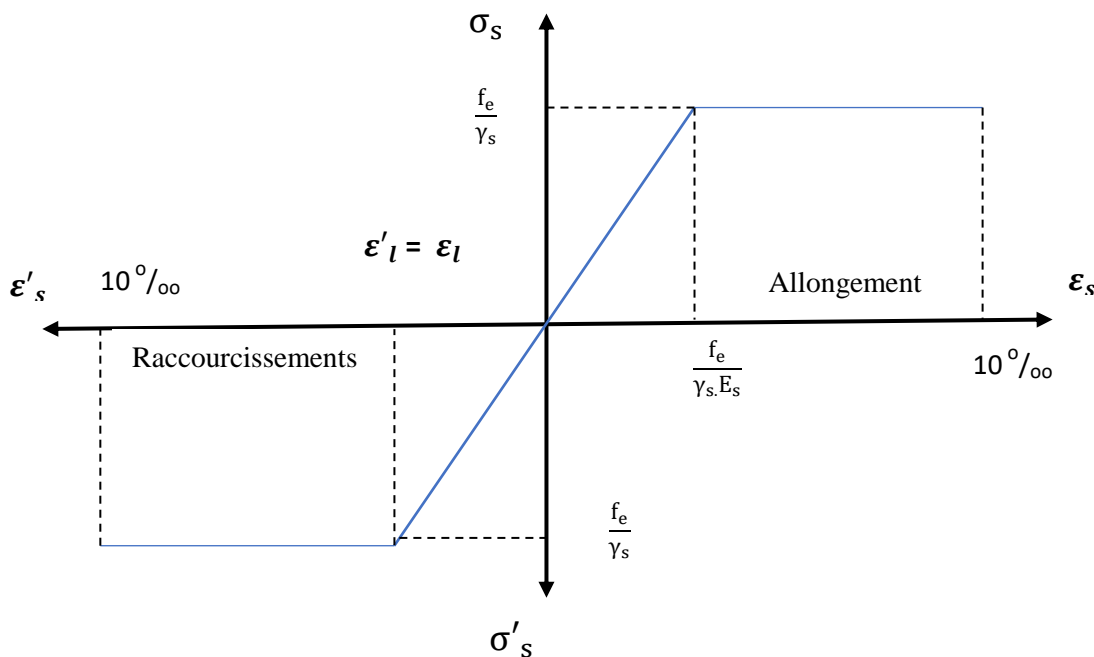
I-7-2-1 Diagramme déformations-contraintes :

Figure I.3 : Diagramme déformations- contraintes

I-7-2-2 La contrainte de calcul σ_s :

➤ **A l'état limite ultime (ELU) :**

❖ Si $\varepsilon_s < \varepsilon_l \rightarrow$ le diagramme est constitué par une droite d'équation $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

D'où $\sigma_s = 200. (1000. \varepsilon_l)$ avec σ_s en Mpa

❖ Si $\varepsilon_s \geq \varepsilon_l \rightarrow$ le diagramme est constitué par l'horizontal d'ordonnée $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : coefficient de sécurité qu'a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1$ dans le cas des situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,5$ dans le cas des situations normales.

➤ **A l'état limite de service (ELS) :**

On détermine la contrainte dans cet état dépend de la nature des fissures dans le béton :

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification

2. Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{3}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right).$

3. Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right).$

η : le coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1,6$ pour les barres à hante adhérence (HA).

I-8 Les notions de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression 28 jour est : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{tj} = 2.1$ MPa.
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on va choisir acier de f_e E400 HA.
 - Transversales : on va prendre acier de f_e E235 RL.

Chapitre II

Le pré-dimensionnement et descentes des charges

II-1 Introduction :

Le pré dimensionnement des élément résistantes (planchers, poutres, poteaux et voiles) est une évaluation des différentes sections des éléments de notre structure .il est important pour représenter la base de justification à la résistance ; la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitation suivantes :

- Sollicitation verticale : charge permanente et charge d'exploitation
- Sollicitation horizontale : généralement les séismes.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de la structure doit être conforme aux règles CBA93-RPA99V2003.

II-1-1 Le pré dimensionnement des poutres :

Définition et Rôles :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

Critère de flèche :

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

Avec :

L : longueur de la poutre.

h : hauteur du poutre.

b : largeur du poutre.

- **Conditions imposées par le RPA99.V2003 :**

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} < 4$

a-Poutre principal :

On a : $L_{\max} = 460\text{cm}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \rightarrow 30,6\text{cm} \leq h \leq 46\text{cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

- On prendre **b = 30 cm** et **h = 40cm**

Donc la section de la poutre principale est de dimension **(30×40)cm²**

Vérification :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \end{cases} \rightarrow \text{CV}$$

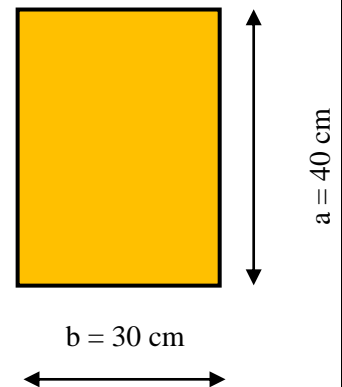


Figure II.1 : Section des poutres principales

b-Poutre secondaire :

On a : $L_{max} = 480\text{cm}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \rightarrow 32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

- On prend $b = 30\text{ cm}$ et $h = 35\text{cm}$

Donc la section de la poutre principale est de dimension $(30 \times 35)\text{cm}^2$

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{CV}$$

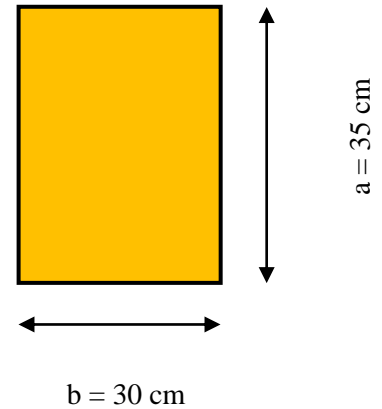


Figure II.2 : Section des poutres secondaires.

II-1-2 Le pré dimensionnement des planchers :

Il y a deux types de planchers : plancher à corps creux ; plancher à dalle pleine.

a-plancher à corps creux :

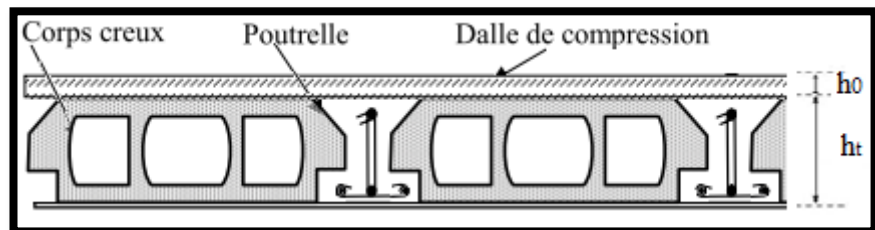


Figure II.2: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- h_t : épaisseur total du plancher
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression

La hauteur de plancher est déterminée par la condition de flèche suivantes :

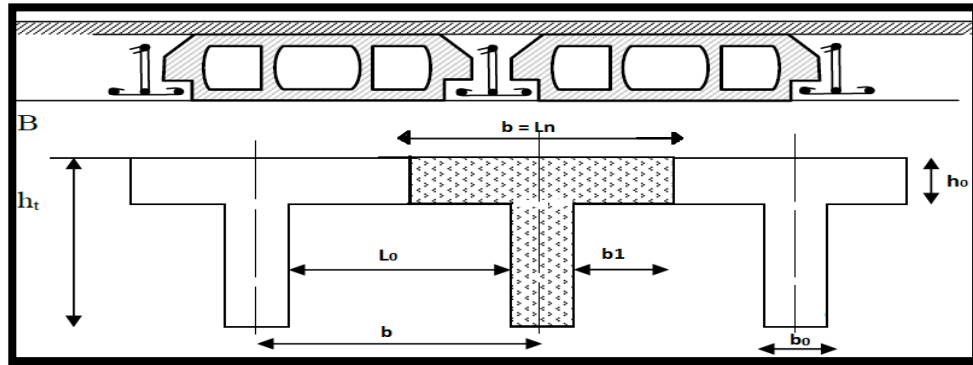
$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

h_t : la hauteur de la poutrelle en cm.

L_{max} : la plus grand portée entre nus d'appuis de la poutrelles.

$$\frac{450}{25} \leq h_t \leq \frac{450}{20} \rightarrow 18 \leq h_t \leq 22,5$$

On prend $h_t=20\text{ cm} \rightarrow (16+4)\text{ cm}$, hauteur de 20cm dont 16 cm pour corps creux et 4cm pour la dalle compression généralement.

a-1 Poutrelles :**Figure II.4 : Nervure du plancher à corps creux.**

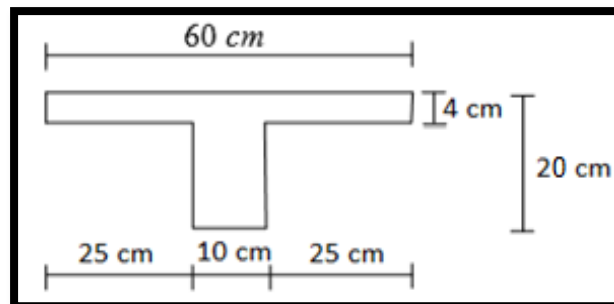
La longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de b_1 :

- $b_1 \geq (L_n - b_0) / 2 = (60 - 10) / 2 = 25 \text{ cm}$
- $b_1 \geq L / 10 = 450 / 10 = 45 \text{ cm}$
- $b_1 \geq (6 \div 8) h_0 = (24 \div 32) = 0,75 \text{ cm}$

Donc $b_1 = 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 * b_1 + b_0 = 2 * 25 + 10 = 60 \text{ cm}$

Avec :

- ❖ L_n : la distance entre axes de nervures 60 cm.
- ❖ L : La portée entre nus d'appuis
- ❖ h_0 : La hauteur de la nervure
- ❖ b_0 : Epaisseur de la nervure.
- ❖ $b_0 = (0,3/0,4) h_t$ et elle est généralement prise à $b_0 = 10 \text{ cm}$
 - $L_n = b = b_0 + 2 b_1 = 60 \text{ cm}$
 - $L = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$

**Figure II.5: Dimensions adoptées pour les poutrelles.****b- planchers en dalle pleine :**

Nous avons des planchers en dalle pleine dans les balcons, ces dalles sont considérées comme des consoles et des dalles pleines dans la cage d'escalier et l'ascenseur.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 4,2 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4,5 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{420}{450} = 0,4 < 0,93 < 1 \Rightarrow \text{La dalle est considérée comme portante sur 4 cotés.}$$

$$\Rightarrow \frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{30} \quad \Rightarrow \frac{420}{50} \leq e_p \leq \frac{420}{30} \quad \Rightarrow 8,4 \text{ cm} \leq e_p \leq 14 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } e_p = 14 \text{ cm}$$

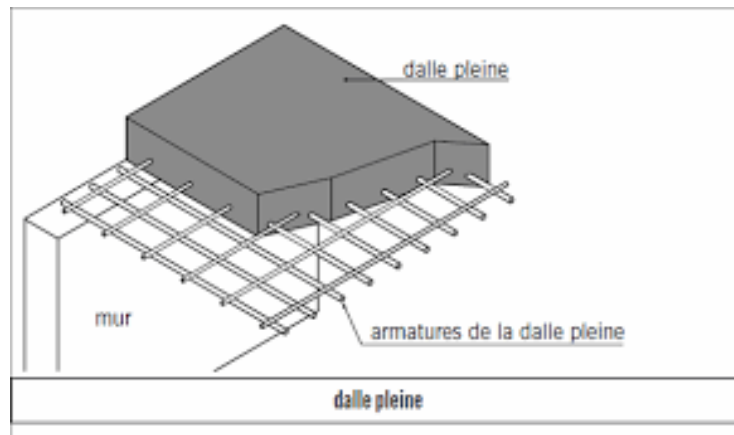


Figure II.6 : dalle pleine

II-2 Descentes des charges :

La charge permanente et la charge d’exploitation de chaque étage sont déterminées à partir du document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R B.C.2.2 ».

II-2-1 Dalle pleine de l’ascenseur.

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Protection gravillon	20	0,04	0,8	
2	Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
3	Forme de pente	22	0,06	1,32	
4	Isolation thermique en Polystyrène	4	0,04	0,16	
5	Dalle pleine	25	0,14	3,5	
6	Enduit en ciment	20	0,02	0,4	
Charge permanente G				6,3	(KN/m ²)
Charge d'exploitation Q				1	(KN/m ²)

Tableau II.5: Charges appliquées sur la dalle pleine de l’ascenseur.

II-2-2 Dalle pleine du balcon :

Tableau II.6: Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Revêtement en carrelages	22	0,02	0,44	<p>The diagram shows a cross-section of a balcony slab with five layers labeled 1 to 5. Layer 1 is the top surface with a checkered pattern (tiles). Layer 2 is a layer of sand. Layer 3 is a layer of plaster. Layer 4 is the concrete slab (BA). Layer 5 is a cement plaster layer at the bottom.</p>
2	Couche en sable	17	0,01	0,17	
3	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2	
4	Dalle en BA	25	0,14	3,5	
5	Enduit en ciment	20	0,02	0,4	
Charge permanente G				4,71	(KN/m ²)
Charge d'exploitation Q				3,5	(KN/m ²)

II-2-3 Planchers terrasse et étages courants :**II-2-3-1 Plancher terrasse inaccessible :**

La terrasse inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Protection gravillon	20	0,04	0,80	
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
3	Forme de pente	22	0,06	1,32	
4	Isolation thermique en Polystyrène	4	0,04	0,16	
5	Dalle en corps creux (16+4)	/	0,2	2,80	
6	Enduit en plâtre	10	0,01	0,10	
Charge permanent G				5,3	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q				1,00	(KN/m²)

Tableau II.7 : Charges du plancher terrasse

II-2-3-2 Plancher étage courant :

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Revêtement en carrelages	22	0,02	0,44	
2	Mortier de pose	20	0,02	0,20	
3	Sable	17	0,01	0,17	
4	Dalle en corps creux (16+4)	/	/	2,80	
5	Enduit en plâtre	10	0,15	0,27	
6	Cloisons intérieures	9	0,1	0,90	
Charge permanent G				4,78	(KN/m²)
Charge d'exploitation Q				1,50	(KN/m²)

Tableau II.8: Charges du plancher étage courant.

II-2-3-2 Plancher dalle pleine:

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Revêtement en carrelages	22	0,02	0,44	
2	Mortier de pose	20	0,02	0,20	
3	Sable	17	0,01	0,17	
4	Dalle en béton armé	25	0,14	3,5	
5	Enduit en plâtre	10	0,15	0,27	
6	Cloisons intérieures	9	0,1	0,90	
Charge permanent G				5,48	(KN/m ²)
Charge d'exploitation Q				1,50	(KN/m ²)

Tableau II.5: Charges du plancher dalle pleine

Charge et niveau	Destination	G dan/m ²	Q dan/m ²	E.L.U(1.35G+1.5Q)	E.L.S(G+Q)
Plancher terrasse	Inaccessible	530	100	865,5	630
R.D.C	Habitation	548	150	964,8	698
1 ^{ère} étage → 10 ^{ème} étage	Habitation	478	150	870,3	628

Tableau II.6 : récapitulatif des charges et combinaison des charges.

II-2-3-3 Murs :

a. Murs extérieurs :

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison).

- 1-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$)..... 0,36KN/m²
- 2-Parois en brique creuse (e=15cm).....1,30KN/m²
- 3-Lame d'air (e=5cm).....0,00KN/m²
- 4-Parois en briques creuses (e=10cm).....0,90KN/m²
- 5-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$)..... 0,36KN/m²

G=2,92KN/m²

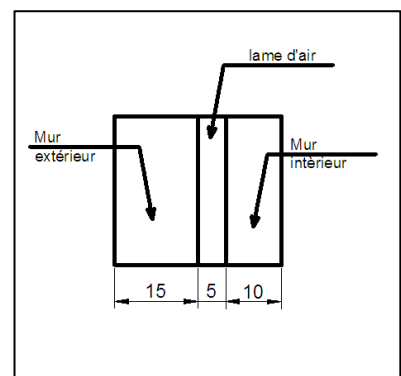


Figure II.7: Coupe du mur extérieur et intérieur

b. Murs intérieurs (simple parois)

- 1-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$)..... 0,36KN/m²
- 2-Parois en briques creuses (e=10cm).....0,90 KN/m²
- 3-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{KN/m}^3$).....0,36KN/m²

G=1,62 KN/m²

II-3 Le pré dimensionnement des escaliers :

II-3-1 vérification de pré dimensionnement :

a-Emmarchement (E) \leq largeur du palier L_p

$$E=2m \leq \text{largeur } P=3,25m$$

b-pente α (30° à 40°)

$$\tan \alpha = \frac{\text{demi hauteur}}{\text{longueur horizontale}} = \frac{153}{240} \rightarrow \alpha = 32.52^\circ \rightarrow \text{bon}$$

II-3-2 Détermination de marches et e contre marches :

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

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$2h + g = 64\text{cm (usage d'habitation)}$$

$$H = n \times h \rightarrow h = H/n.$$

$$L = (n-1) g \rightarrow g = L / (n-1).$$

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

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la volée.

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 153 + 240) + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 542 \rightarrow n = \frac{610 + 542}{2(64)} \rightarrow n = 9$$

On prend : n=9 nombre des contre marches

n-1 =8 nombre des marches

II-3-3 Détermination de l'épaisseur de paillasse et de palier :

$$L_R = \sqrt{(240^2 + 153^2)} = 285 \text{ cm}$$

$$\frac{L_R}{30} \leq e_p \leq \frac{L_R}{20} \rightarrow \frac{285}{30} \leq e_p \leq \frac{285}{20} \rightarrow 9.5 \leq e_p \leq 14.25$$

En prend $e_p = 14 \text{ cm}$.

II-3-4 Descente de charge de palier et de volée:

Volée	Ep(m)	Densité(kg/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage horizontal	0,02	20	0,40
Mortier ciment horizontal	0,02	20	0,40
Lit sable fin	0,02	18	0,36
Revêtement carrelage vertical (ep×20×h) /g= (0.06×20×20) /25	0,02	20	0,24
Poids propre de paillasse $e_p \times 25 / \cos \alpha$ $\alpha = 32,52^\circ$ $\cos \alpha = 0,84$	0,14	25	4,16
Poids propre des marches h/2× 22	/	22	1,68
Garde-corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre (10×ep) / cos α	0,02	10	0,24

Tableau II.7 : Charges du volée

$G_V = 7,58 \text{KN/m}^2$

Palier	Ep(m)	Densité(kg/m ³)	Poids (KN/m ²)
Poids propre palier ep×25	0,14	25	3,5
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit du sable fin	0,02	18	0,36
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2

Tableau II.8 : Charges du palier

$G_P = 4,846 \text{KN/m}^2$

II-4 le prédimensionnement des poteaux :

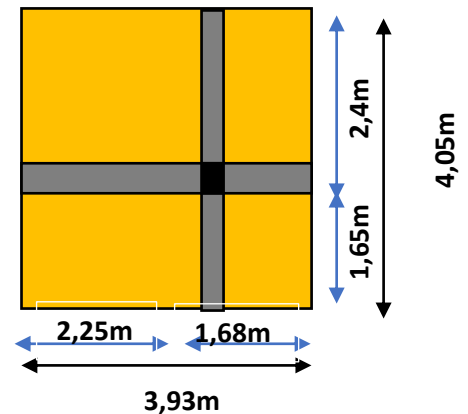
C'est un élément porteur ponctuel chargé de reprendre les charges et surcharges issue des différents niveaux pour le transmettre aux Fondations.

Son rôle quand il est associé à des poutres pour former des cadres ou portiques à reprendre les actions horizontales dues au vent mais surtout dues aux séismes.

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- Conditions de résistance et stabilité.
- Conditions imposées par le RPA 99 version 2003.
- Satisfaction des conditions de flambement.

II-4-1 Dimensionnement des poteaux les plus sollicités :



Ce dimensionnement basé sur les critères suivants :

Figure II.8: La section afférente du poteau le plus sollicité

a) Critère de résistance :

$$\text{Et soit que : } B_r \geq \left[\frac{\beta \times Nu}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + 0.85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \sigma_s \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

D'après le R.P.A 99 on prend

- $\frac{A}{B_r} = 0.8\%$ (Zone IIa).
- B_r : section réduite de béton $B_r = (a-2)(b-2)$.
- θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta = 1$).
- FeE400 $\rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- σ_{bc} : contrainte de compression de béton en E.L.U.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

- β : coefficient qui dépend aux l'élançement mécanique λ des poteaux pour toutes les armatures principales.

$$- \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \lambda < 50$$

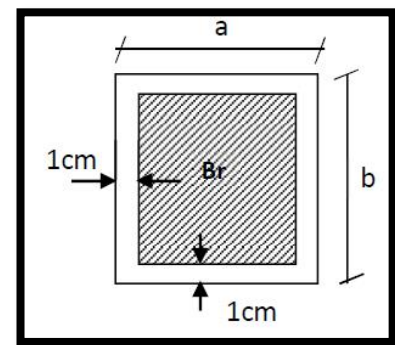


Figure II.9 : la section réduite du poteau

$$- \beta = 0,85 + 2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

on fixe $\lambda=35$

$$\beta = 1 + 0,2(35/35)^2 \rightarrow \beta = 1,2$$

$$Nu = 1.35 N_G + 1.5N N_Q$$

N_G : Effort normal du aux charges permanentes.

N_Q : Effort normal du aux charges d'exploitation.

il se calcule en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

$$\text{On a } \begin{cases} G_t = 5,30 \text{kn/m}^2 & G_e = 4,78 \text{kn/m}^2 \\ Q_t = 1,00 \text{kn/m}^2 & \text{et } G_e = 1,50 \text{kn/m}^2 \end{cases}$$

Niveau	G (dan/m ²)	Formule de calcul	Q (dan/m ²) loi de dégression
Haute 10 ^{-ème} étage	530	Q_0	100
Haute 9 ^{-ème} étage	1008	$Q_0 + Q$	250
Haute 8 ^{-ème} étage	1486	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	385
Haute 7 ^{-ème} étage	1964	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	505
Haute 6 ^{-ème} étage	2442	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	610
Haute 5 ^{-ème} étage	2920	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	700
Haute 4 ^{-ème} étage	3398	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	775
Haute 3 ^{-ème} étage	3876	$Q_0 + 0.71 \times 7 \times Q$	850
Haute 2 ^{-ème} étage	4354	$Q_0 + 0.69 \times 8 \times Q$	925
Haute 1 ^{ère} étage	4832	$Q_0 + 0.66 \times 9 \times Q$	1000
Haute R.D.C	5310	$Q_0 + 0.65 \times 10 \times Q$	1075
Haute sous-sol	5858	$Q_0 + 0.64 \times 11 \times Q$	1150

Tableau II.9 : Dégression verticale des charges.

Et on sait que :

$$Nu = Nu_{\text{plancher}} + Nu_{\text{pp}} + Nu_{\text{ps}} + Nu_{\text{poteau}}$$

- Surface afférente du plancher : $S_{\text{Aff}} = 15,91 \text{ m}^2$
- Longueur afférente de la poutre principale : $L_{\text{Aff pp}} = 4,05 \text{ m}$
- Longueur afférente de la poutre secondaire : $L_{\text{Aff ps}} = 3,93 \text{ m}$

Calcul de la section de poteau (10^{ème} étage):

- Sous l'effet de l'effort normal ultime de plancher :

$$Nu_{\text{plancher}} = (1,35G + 1,5Q) \times S_{\text{Aff(plancher)}}$$

$$Nu_{\text{plancher}} = (1,35 \times 5,3 + 1,5 \times 1) \times 4,05 \times 3,93$$

$$Nu_{\text{plancher}} = 137,76 \text{ KN/m}^2$$

- Sous l'effet de l'effort normal ultime de poutre principale :

$$Nu_{\text{pp}} = 1.35 (0.3 \times 0.4) 25 \times L_{\text{Aff}} \text{ de la poutre principale (4,05 m)}$$

$$Nu_{pp} = 16,40 \text{ KN/m}^2$$

- Sous l'effet de l'effort normal ultime de poutre secondaire :

$$Nu_{ps} = 1.35 (0.3 \times 0.35) 25 \times l_{Aff} \text{ de la poutre secondaire (3,93 m)}$$

$$Nu_{ps} = 13,93 \text{ KN/m}^2$$

- Sous l'effet de l'effort normal ultime du poteau avec

$$Nu_{pot} = 1.35 (h_e - h_{pp}) \times a^2 \times 25 = 0$$

La formule devient égale dans la zone IIa :

$$Br \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot Nu$$

$$\text{Donc } Br \geq 0,6613690 \cdot Nu \text{ (en cm}^2\text{)}$$

$$Nu = 137,76 + 16,40 + 13,93 + 0 = 168,09 \text{ KN/m}$$

b) Vérifications des Conditions imposées par le R.P.A 99 :

$$\frac{N_u}{f_{c28} \times B_c} \leq 0.3$$

- Min (a ; b) \geq 25 cm \rightarrow Zone IIa
- Min (a ; b) \geq $h_e/20$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

c) Vérification des conditions de flambement :

Selon les règles de (CBA.93) on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7 l_0$

- **I** : Moment d'inertie de la section du poteau.
- **B** : Section du béton.
- λ : l'élancement du poteau.
- l_0 : hauteur d'étage.
- **a** : section du poteau.
- L_f : Longueur du flambement.
-

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 :pré- dimensionnement des poteaux.

i=	He	Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	NUPP (KN)	NUPS (KN)	Nu Pot (KN)	Nu pL (KN)	NU (KN)	Criter de Résistance			R P A			Flambement		
										B _r (cm ²)	a (cm)	a Choisi (cm)	B _c (cm ²)	a (cm)	min (a,b) ≥ 25 ?		min (a,b) ≥ h _c /20	1/4 ≤ a /b ≤ 4
00	3,06	Sous Térasse	5,30	1,00	16,40	13,93	-	137,76	168,09	111,17	12,54	30,00	224,12	14,97	Cv	Cv	Cv	24,70
01	3,06	Sous 10°Etage	10,08	2,50	32,81	27,85	9,29	276,28	346,23	228,99	17,13	30,00	461,64	21,49	Cv	Cv	Cv	24,70
02	3,06	Sous 9°Etage	14,86	3,85	49,21	41,78	18,59	411,22	520,80	344,44	20,56	35,00	694,40	26,35	Cv	Cv	Cv	21,18
03	3,06	Sous 8°Etage	19,64	5,05	65,61	55,71	31,21	542,58	695,14	459,74	23,44	35,00	926,85	30,44	Cv	Cv	Cv	21,18
04	3,06	Sous 7°Etage	24,42	6,10	82,01	69,71	43,89	670,36	720,26	476,36	23,83	40,00	960,34	30,99	Cv	Cv	Cv	18,53
05	3,06	Sous 6°Etage	29,20	7,00	98,42	83,56	60,42	794,55	1036,94	685,80	28,19	40,00	1382,59	37,18	Cv	Cv	Cv	18,53
06	3,06	Sous 5°Etage	33,98	7,75	114,82	97,49	76,94	915,17	1204,41	796,56	30,22	45,00	1605,88	40,07	Cv	Cv	Cv	16,47
07	3,06	Sous 4°Etage	38,76	8,50	131,22	111,42	97,85	1035,78	1376,27	910,22	32,17	45,00	1835,03	42,84	Cv	Cv	Cv	16,47
08	3,06	Sous 3°Etage	43,54	9,25	147,62	125,34	118,77	1156,40	1548,13	1023,88	34,00	50,00	2064,17	45,43	Cv	Cv	Cv	14,82
09	3,06	Sous 2°Etage	48,32	10,00	164,03	139,27	144,59	1277,01	1724,89	1140,79	35,78	50,00	2299,86	47,96	Cv	Cv	Cv	14,82
10	3,06	Sous 1°Etage	53,10	10,75	328,20	153,20	170,40	1397,63	2049,28	1355,33	38,81	55,00	2732,37	52,27	Cv	Cv	Cv	13,48
11	4,59	Sous RDC	58,58	11,50	492,08	167,2	201,64	1533,28	1533,28	1596,26	41,95	60,00	3218,09	56,73	Cv	Cv	Cv	18,53

Le dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre une part des efforts verticaux, qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

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

Deux types de voiles sont considérés à savoir :

Voiles périphériques au niveau sous-sol où le RPA exige que l'épaisseur

$$a \geq h_e/25$$

Voile linéaire où le RPA exige que l'épaisseur $a \geq h_e/20$

Où

h_e = hauteur d'étage – l'épaisseur du plancher

$$h_{e \text{ RDC}} = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

Tableau II.11 : Pré-dimensionnement des voiles.

	h (m)	h_e (m)	$h_e/20$ (m)	a (cm)
Sous-sol	4,5	4,3	0,176	25
RDC	3,06	2,86	0,143	20
Etage courant	3,06	2,86	0,143	20

Remarque :

La longueur minimale par mis tous les voile égale à 1,25m donc la condition de RPA /version 2003

$L \geq 4e$ est vérifiée

Chapitre III

Etude des planchers

III-1 Introduction :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction sa fonction principale de supporter des charges afin de transmettre aux autres éléments porteurs.

Il y a deux types de planchers : plancher à corps creux ; plancher à dalle pleine.

a-plancher à corps creux : à deux éléments fondamentaux

- Eléments porteurs : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Élément de remplissage : entrevous en béton ou les quelle est coulées la dalle de compression en béton armé d'un trais soudés qui donne l'inertie de répartition des charges.

Les planchers d'étages courant sont de type corps creux, pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Réduire le poids du plancher.
- ❖ Raison économique.

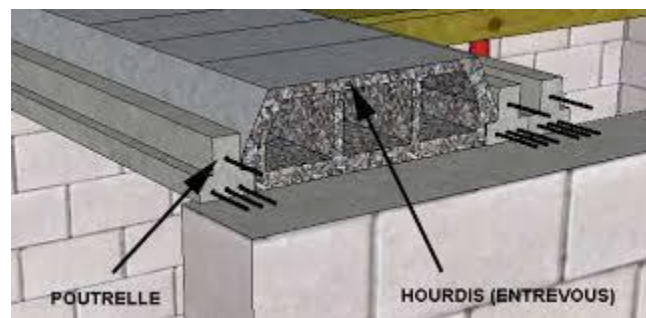


Figure 1: Coupe d'une dalle.

III-2 Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

- Hauteur de plancher : $h_t = 20$ cm.
- Epaisseur de la nervure : $h_0 = 4$ cm.
- Largeur de la nervure : $b_0 = 10$ cm

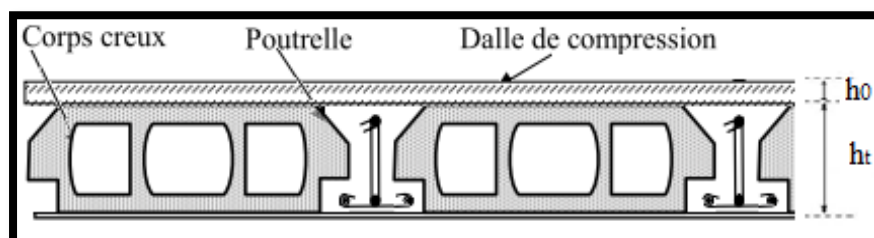


Figure 2: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

III-3 Etude du plancher à corps creux :

D’après le C.B.A93 pour la détermination des moment fléchissant et des efforts tranchants dans le cas des poutrelles on utilise l’une des trois méthode suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de caquot
- Méthode des trois moments

Dans notre cas il y a 2 types des poutrelles pour plancher terrasse et plancher étage courant :

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	

Tableau 1 : schéma statique des poutrelles

Le type 1 de poutrelles sont calculées par la méthode de forfaitaire d’après vérification des tous les conditions :

- a. Construction courante c’est a dire lorsque : $Q \leq 2G$; $Q < 5 \text{ KN/m}^2$
- b. Les moments d’inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre
- c. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 (25%)
- d. La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ces revêtements (FPP)

a ,b ,c et d sont vérifiées on applique la méthode forfaitaire

Le type 2 de poutrelles sont calculées par la méthode de caquot minoré car d’après la vérification de toutes les conditions, la condition C n’est pas vérifiée.

D’après l’utilisation de fichier Excel les résultats de cas le plus sollicité comme se suit :

Types	Méthode utilisée	Moment en appuis		Moment en travée		Effort tranchant
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
2	Caquot minoré	-7,04	-5,03	5,60	4,10	9,97

Tableau 2 : les résultats des moments fléchissant et effort tranchants

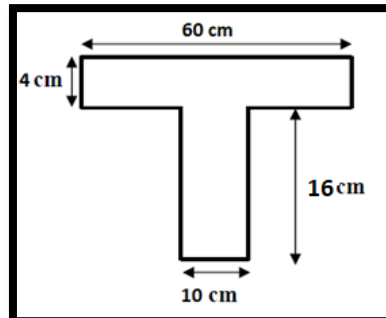


Figure III.1: Section transversale de la poutrelle étudiée

Les poutrelles du plancher étage courant équilibrent une charge de :

$$\begin{cases} G_t = 4,78 \text{ kn/m}^2 \\ Q_t = 1,50 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

on tenir en compte un trame de 60 cm les charges devient a :

$$\begin{cases} G_t = \frac{4,78 \text{ kn}}{\text{m}^2} \times 0,6 \text{ m} = 2,87 \text{ KN/m} \\ Q_t = \frac{1,50 \text{ kn}}{\text{m}^2} \times 0,6 \text{ m} = 0,9 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Ferrailage de poutrelles :

Armatures longitudinales :

Etat limite ultime (ELU) :

En travée :

$$M_{u \text{ Max}} = 5,60 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

On a $h = 20 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$ et $d = 18 \text{ cm}$

Moment de table :

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 14,2 \times 60 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54,528 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{max}} = M_{\text{travée}} = 5,60 \text{ K..m} < M_{\text{table}} = 54,528 \text{ KN.m}$$

→ la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension $(b \cdot h) \text{ cm}^2$

Vérification si $\exists A'$:

$$\mu = \frac{M_{T_{\text{max}}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5600}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,037, \mu = 0,020 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

→ $A' \nexists$

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

Détermination des armatures :

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,020)}) = 0,025$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,025 = 0,990$$

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

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{t\text{Max}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5600}{0,990 \times 18 \times 348} = 0,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Alors : $A = \max(A_{\text{cal}} = 0,90 \text{ cm}^2; A_{\text{min}} = 0,22 \text{ cm}^2)$

Donc $\rightarrow A = 0,90 \text{ cm}^2$

On adopte les armatures longitudinales de travée :

$$A_{lt} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

Ferraillage des appuis :

$$M_a = -7,04 \text{ KN.m}$$

le moment en appuis $M_a = -7,04 \text{ KN.m} < 0$

\rightarrow la table de compression se trouve dans la zone tendue est-elle est négligeable dans le calcul de résistance, on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) \text{ cm}^2$

Vérification si $\exists A'$:

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{7040}{14.2 \times 10 \times 18^2} = 0,153$$

$$\mu = 0,153 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$\rightarrow A' \nexists$ et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

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

Détermination des armatures :

$$\ast \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,153)}) = 0,210$$

$$\ast \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,210 = 0,916$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_{tMax}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7040}{0,916 \times 18 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A = \max (A_{cal} = 1,23 \text{ cm}^2; A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc } \rightarrow A = 1,23 \text{ cm}^2$$

→ on adopte les armatures longitudinales d'appuis

$$A_{la} = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1,92 \text{ cm}^2$$

L'Etat limite de service E L S :

Il faut faire des vérifications qui sont considérées relatives à la contrainte maximale de béton comprimé σ_b et à la contrainte d'acier σ_s et aux déformation

Contrainte maximale du béton comprimé :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte des armatures tendus pour une fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \quad \eta = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{RL} \\ 1,6 \rightarrow \text{HA} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Il n'y a aucune vérification a effectuée pour l'ELS.

En travée :

$$M_u = 5,60 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 4,10 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{5,60}{4,10} = 1,366$$

$$\alpha = 0,025 < 0,433 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

En appui :

$$M_u = -7,04 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -5,03 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{7,04}{5,03} = 1,400$$

$$\alpha = 0,210 < 0,450 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

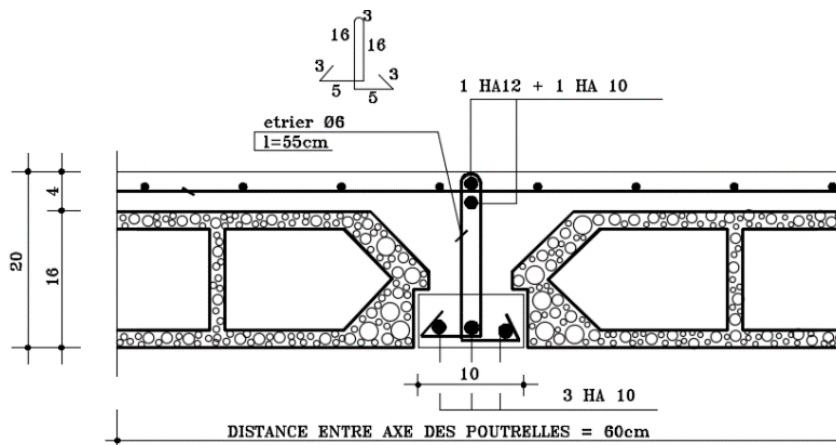


Figure III.2 : ferrailage de poutrelles.

Vérification de l'effort tranchant :

Selon le CBA 93 article A.5.1.2.1.1 :

La contrainte transversale doit être au plus égale à :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

Avec :

$$T_{umax} = \frac{q.l}{2} = 9,97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b_0 \times d} = \frac{9970}{100 \times 180} = 0,55 \text{ MPa} < (3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe = 235 MPa).

➤ Selon C.B.A93 (page 40) :

$$\left[\begin{array}{l} S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

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

➤ Selon RPA99 version 2003 :

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_{min}\right) \text{ zone nodale} \\ S_t \geq \frac{h}{2} \text{ zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales.

Calcul des armatures transversales :

➤ Selon C.B.A93 :

$$\begin{cases} S_t \leq 16,2cm \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,1cm \end{cases}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; 10; \frac{10}{10}\right) = 0,57cm = 0,6cm$$

Donc on adopte : $\phi_t = 6mm$

Calcul d'espacement des cadres :

➤ Selon RPA99 version 2003 :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{20}{4}; 12 \times 1\right) \rightarrow S_t \leq \min(5; 12) \rightarrow S_t = 5cm$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{20}{2} \rightarrow S_t \leq 10cm \rightarrow S_t = 10cm$$

Choix d'armatures :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,1cm \rightarrow \frac{A_t}{10} \geq 0,1 \rightarrow A_t \geq 1cm^2$$

Donc on adopte $A_t = 2HA8 = 1,01cm^2$

Vérification de flèche :

Selon article B.6.5.1 CBA93 :

Les conditions à vérifier pour ne pas avoir une vérification sur les flèches limites pour les poutres :

$$\frac{h}{l} \geq \max\left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right]$$

$$A_s \leq \frac{4,2b_0d}{f_e}$$

$$l \leq 8,00m$$

Nous avons :

$$\frac{200}{450} = 0,44 \geq \max\left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right] = 0,063 \quad \text{non-vérifiée}$$

$$A_s = 2,36cm^2 \leq \frac{4,2b_0d}{f_e} = \frac{4,2 \times 100 \times 180}{400} = 1,89cm^2$$

$$l = 4,5m \leq 8,00m$$

Alors : la vérification de la flèche est nécessaire

Selon article B.6.5.1 CBA93 (valeurs limites des flèches)

$$\text{on a } f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad (l < 5\text{m})$$

$$f = \frac{M_u \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda \mu} = 1,1 \times \frac{6,832 \times 10^{-4}}{1 +}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - c \right) = \frac{0,6 \times 0,2^3}{12} + 15 (2,36 \times 10^{-4}) \times \left(\frac{0,2}{2} - 0,02 \right) = 0,0006832 \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 b f_{t28}}{(2b + 3b_0) \rho} \text{ avec } \rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2,36 \times 10^{-4}}{0,1 \times 0,18} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 0,6 \times 2,1}{(2 \times 0,6 + 3 \times 0,1) \times 0,013} = 3,231$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,231 = 1,2924$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 348 + 2,1} = 0,182$$

$$I_{fv} = 1,1 \times \frac{6,832 \times 10^{-4}}{1 + 1,2924 \times 0,182} = 6,0841 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_u = 5,60 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M_u \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5600 \times 4,5^2}{10 \times 10818,9 \times 10^6 \times 0,00060841} = 0,00172 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm}$$

$f = 0,0017 \text{ cm} < \bar{f} = 0,9 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Ferrailage de la dalle de compression :

- ✓ La dalle de compression a le rôle de :
- ✓ Limiter les risques de fissuration par retrait.
- ✓ Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Produire une bonne répartition des efforts entre nervures voisines.

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens par un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

Avec :

L_n : distance entre axe des poutrelles ($L_n=60$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

Pour les armatures parallèles aux nervures :

A_2 : diamètre (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 400$ MPa

Armature perpendiculaire aux poutrelles

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$5T6 \rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Armature parallèle aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$4T6 \Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte un treillis soudée de $\emptyset 6$ avec un espacement de (20×25) cm².

III-4 Etude de la dalle pleine :

La dalle pleine : vérification si la dalle portante sur 4 cotés :

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot q_u \cdot L_y^2$$

$$L_x = 4,20 \text{ m}$$

$$L_y = 4,50 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,20}{4,50} = 0,4 < 0,93 < 1 \Rightarrow \text{Dalle portante sur 4 cotés.}$$

Combinaisons fondamentales

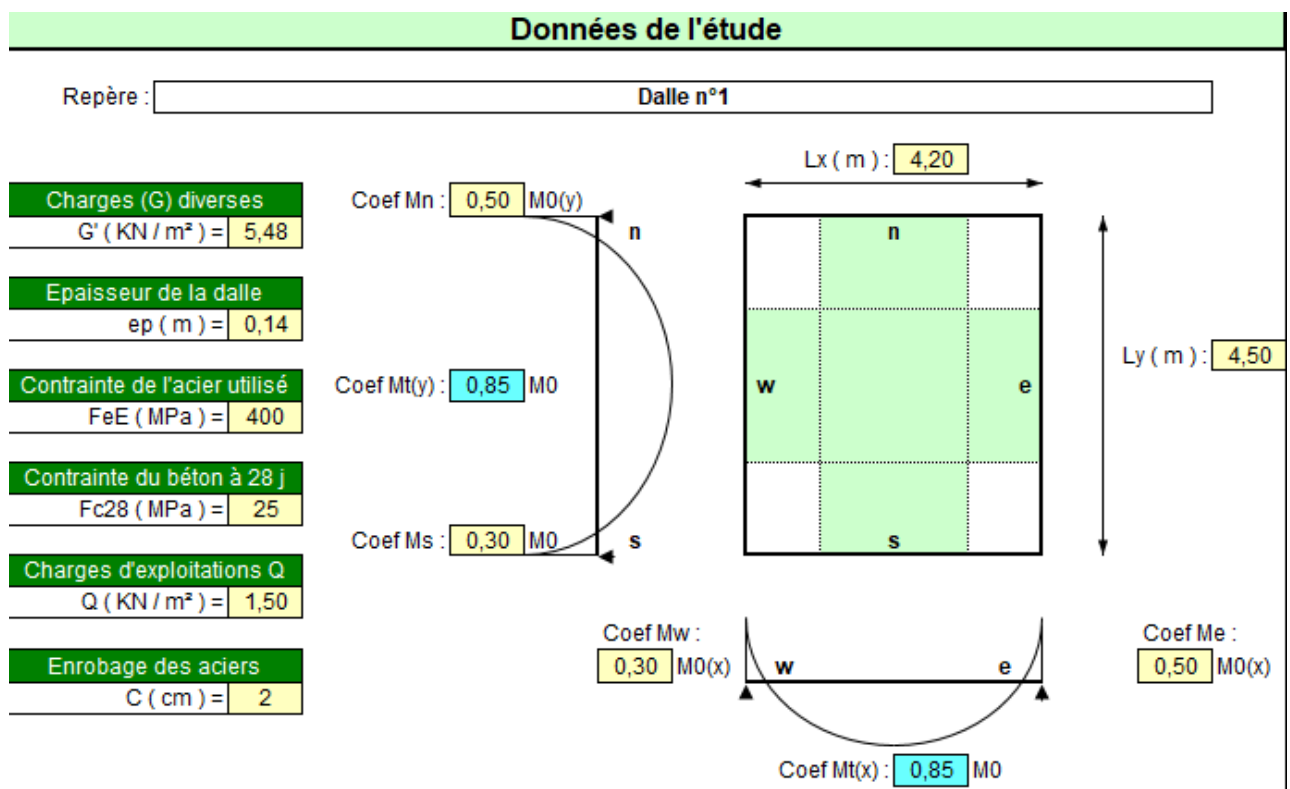


Figure III.3 : dalle portante sur 4 cotés

Pour un panneau de RDC :

La charge G diverses : $G' = 5,84$

Poids propre :

$$g = \text{l'épaisseur de dalle} \times 25 \text{KN/m}^3$$

E.L.U :

Charges permanentes :

$$G = g + G'$$

$$G = 0,14 \times 25 + 5,48 = 8,98 \text{KN/m}^2$$

La charge ultime q_u :

$$q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) = 1,35 \times 8,98 + 1,5 \times 1,5 = 14,37 \text{ kN/m}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot \alpha^3)} = \frac{1}{(8 \cdot (1 + 2,4 \cdot 0,93^3))} = 0,043$$

$$\mu_y = \alpha^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - \alpha)^2) = 0,93^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - 0,93)^2) = 0,861$$

Suivant le sens L_x :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,043 \times 14,37 \times 4,20^2 = 10,90 \text{ KN.m}$$

$$T_x = \frac{p \cdot l_x}{2 + \alpha} = \frac{14,37 \times 4,2}{2 + 0,93} = 20,60 \text{ KN}$$

Suivant le sens L_y :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,861 \times 10,90 = 9,385 \text{ KN.m}$$

$$T_y = \frac{p \cdot l_x}{3} = \frac{14,37 \times 4,5}{3} = 21,555 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \cdot l = 8,98 + 1,5 = 10,48 \text{ kN/m}$$

Suivant le sens L_x :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,043 \times 10,48 \times 4,2^2 = 7,95 \text{ KN.m}$$

$$T_x = \frac{p \cdot l_x}{2 + \alpha} = \frac{10,48 \times 4,2}{2 + 0,93} = 15,02 \text{ KN}$$

Suivant le sens L_y :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,861 \times 7,95 = 6,845 \text{ KN.m}$$

$$T_y = \frac{p \cdot l_x}{3} = \frac{10,48 \times 4,2}{3} = 14,672 \text{ KN}$$

		M_u	T_u	M_{ser}
		[KN.m]	[KN.m]	[KN.m]
Sens XX	Travée	9,265	20,60	6,758
	Appuis	-5,45		-3,975
Sens yy	Travée	7,977	21,555	5,818
	Appuis	-4,693		-3,423

Tableau 3: les efforts appliqués sur la dalle pleine

Calcul des armatures de travée : ELU

Selon Lx :

$$M_{Tx}^u = 9,265 \text{ KN.m}$$

$$\mu_x = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9265}{14.2 \times 12^2 \times 100} = 0,043 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,055$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,978$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{9265}{0,978 \times 12 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2$$

Selon Ly :

$$M_{Ty}^u = 7,977 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = \frac{M_y}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7977}{14.2 \times 12^2 \times 100} = 0,039 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,050$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,980$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{7977}{0,980 \times 12 \times 348} = 1,95 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures sur appui ELU :

Sur Lx :

$$M_{ax}^u = -5,450 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = \frac{M_y}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5450}{14.2 \times 12^2 \times 100} = 0,027 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9864$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{5450}{0,9864 \times 12 \times 348} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Selon Ly :

$$M_{\text{ay}}^u = -4,693 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = \frac{M_y}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4693}{14,2 \times 12^2 \times 100} = 0,023 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{4693}{0,988 \times 12 \times 348} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Calcul les armatures minimal :

Selon sens Ly :

$$A_{Y\text{min}} = 8 h_0(\text{FeE400}) \rightarrow A_{Y\text{min}} = 8 \times 0,14 = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{T_y} = 1,95 \text{ cm}^2 > A_{Y\text{min}} \rightarrow A_{T_y} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 1,14 \text{ cm}^2 > A_{Y\text{min}} \rightarrow A_{a_y} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Selon sens Lx :

$$A_{X\text{min}} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{Y\text{min}} = \frac{3-0,03}{2} \times 1,12 = 1,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{T_x} = 2,27 \text{ cm}^2 > A_{X\text{min}} = 1,16 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{T_x} = 2,27 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 1,32 \text{ cm}^2 > A_{X\text{min}} = 1,16 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{a_x} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Choix d'armatures :

$$\varnothing_{\text{max}} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ mm}$$

En travée sens Lx :

$$A_{T_x} = 2,27 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a_y} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$E = 25 \text{ cm} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) = \min(42 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

En travée et sens Ly :

$$A_{Ty} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$E = 25 \leq \min(4h_0 ; 45\text{cm}) = (56\text{cm} ; 45\text{cm})$$

Tableau4 : ferrailage de la dalle en ELU suivant le sens xx et yy

		A_{cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	Choix [cm ² /ml]	Espacement (cm)
Sens XX	Travée	2,27	1,16	4T10 (3,14)	25
	Appuis	1,32	1,16	4T8 (2,01)	25
Sens YY	Travée	1,95	1,12	4T8 (2,01)	25
	Appuis	1,14	1,12	4T8 (2,01)	25

Vérification vis-à-vis aux efforts tranchants :

On a contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_x}{b_0 \cdot d} = \frac{20600}{1000 \times 120} = 0,172 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,172 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \rightarrow$ condition vérifiée

Alors il n'y a pas des armatures transversales

Sens		M_u [N. m]	M_{ser} [N. m]	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{1}{f_{c28}}$	Observation
Sens XX	Travée	9,265	6,758	1,37 1	0,05 5	0,436	Vérifiée
	Appuis	-5,450	-3,975	1,37 1	0,03 4	0,436	Vérifiée
Sens yy	Travée	7,977	5,818	1,37 1	0,05 0	0,436	Vérifiée
	Appuis	-4,693	-3,423	1,37 1	0,03	0,436	Vérifiée

Tableau 5: vérification des contraintes a l E.L.S suivant les sens XX et YY

Chapitre IV

Etude des éléments secondaires

VI-1 L'étude des escaliers :**V-1-1 Introduction :**

L'escalier sont des éléments permettent le passage d'un niveau à un autre dans la structure se compose d'un palier de départ, d'arrivé, des paliers intermédiaires aussi et d'une volée ou plus comportes d'un nombre de marches.

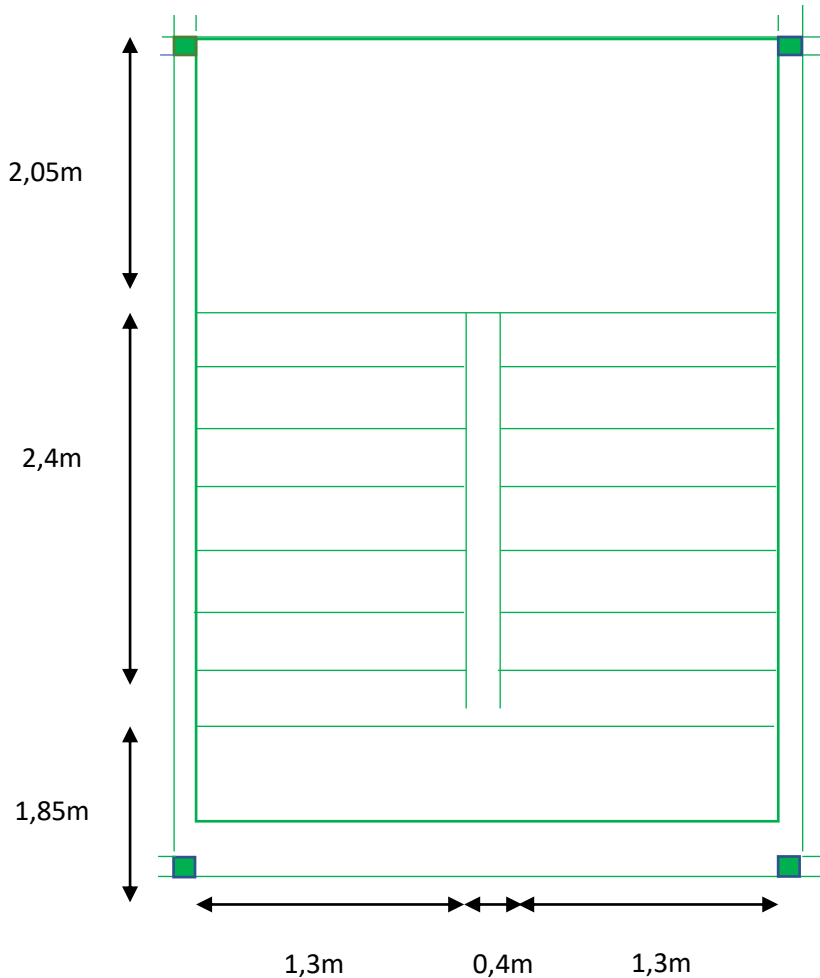
VI-1-2 L'escalier :

Figure IV.1 : vue en plan d'escalier .

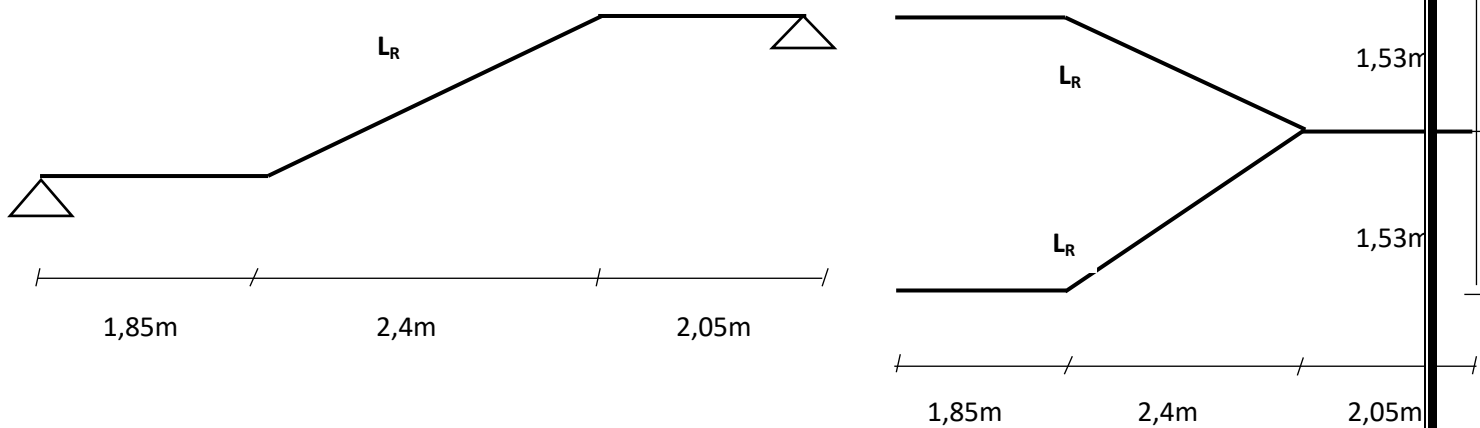
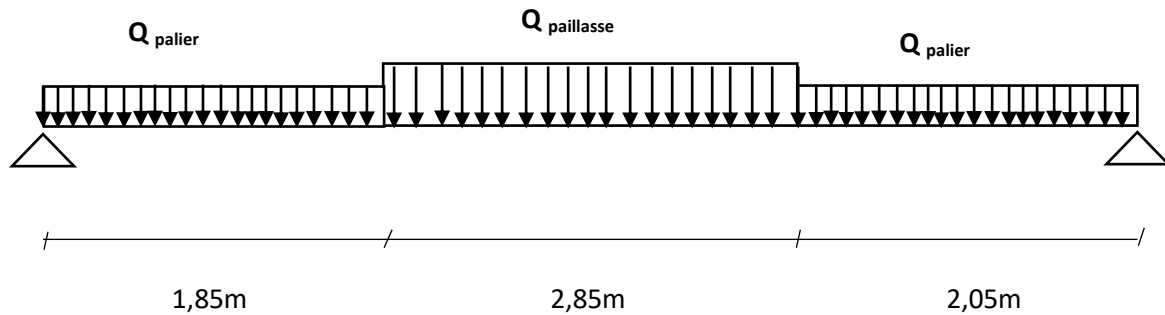


Figure IV.2 : Le schéma statique d'escalier.

VI-2-2-1 l'évaluation des sollicitations :



D'après (le DTR BC) pour un bâtiment à usage d'habitation la charge d'exploitation des escaliers est $Q=2,5\text{KN/m}^2$

Les combinaisons des charges :

ELU :

$$1,35G + 1,5Q$$

Palier : $1,35 (4,85) + 1,5(2,5) = 10,3$

$$\rightarrow Q_{palier} = 10,3 \text{ KN/m}^2$$

Volée (paillasse) : $1,35 (7,58) + 1,5(2,5) = 13,983$

$$\rightarrow Q_{volée} = 13,98\text{KN/m}^2$$

ELS :

$$G + Q$$

Palier : $(4,85) + (2,5) = 7,35$

$$\rightarrow Q_{palier} = 7,35 \text{ KN/m}^2$$

Volée (paillasse) : $(7,58) + (2,5) = 10,08$

$$\rightarrow Q_{volée} = 10,08 \text{ KN/m}^2$$

On ne peut pas résoudre le problème parce que les charges sont différées le long d'élément

→ Donc on calcul les charges moyennes a ELU et ELS :

$$Q_{moyennes} = \frac{10,3 \times 1,85 + 13,98 \times 2,85 + 10,3 \times 2,05}{1,85 + 2,85 + 2,05}$$

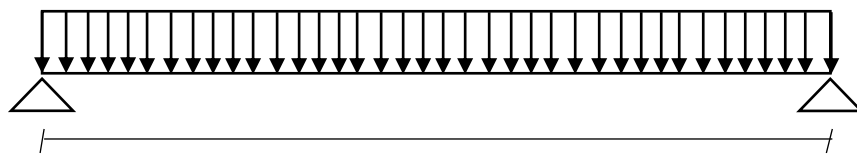
$$Q_{moyennes (ELU)} = 11,85 \text{ KN/m}$$

$$Q_{moyennes} = \frac{7,35 \times 1,85 + 10,08 \times 2,85 + 7,35 \times 2,05}{1,85 + 2,85 + 2,05}$$

$$Q_{moyennes (ELS)} = 8,50 \text{ KN/m}$$

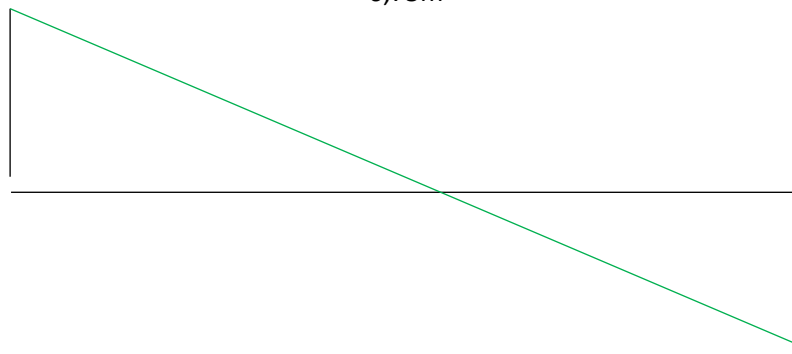
Diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant en ELU et ELS :

$$Q_{moy ELU} = 11,85 \text{ KN/m}$$



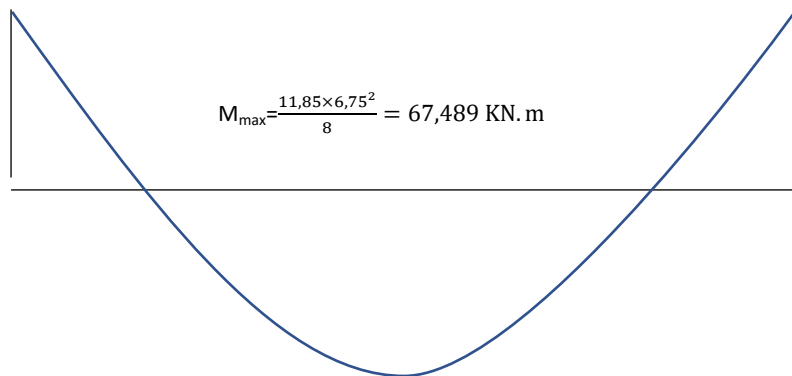
6,75m

$$T = \frac{11,85 \times 6,75}{2} = 39,99 \text{ KN}$$



$T = -39,99 \text{ KN}$

$$-0,3M_{max} = -20,2467 \text{ KN.m}$$

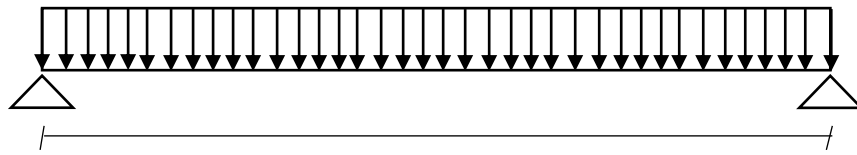


$-0,3M_{max} = -20,2467 \text{ KN.m}$

$$M_{max} = \frac{11,85 \times 6,75^2}{8} = 67,489 \text{ KN.m}$$

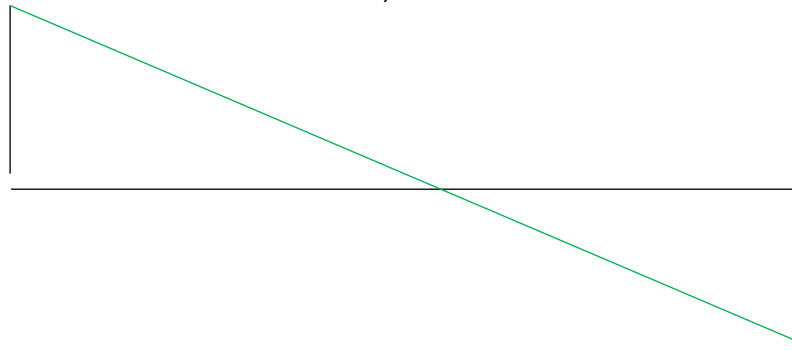
$$0,85M_{max} = 57,366 \text{ KN.m}$$

$$Q_{\text{moy EL5}} = 8,50 \text{ KN/m}$$



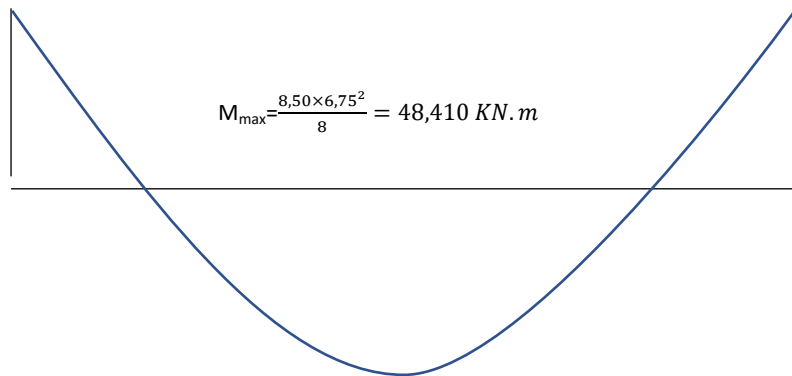
6,75m

$$T = \frac{8,50 \times 6,75}{2} = 28,69 \text{ KN}$$



T = -28,69 KN

$$-0,3M_{\text{max}} = -14,523 \text{ KN.m}$$

-0,3M_{max} = -14,523 KN.m

$$M_{\text{max}} = \frac{8,50 \times 6,75^2}{8} = 48,410 \text{ KN.m}$$

$$0,85M_{\text{max}} = 41,149 \text{ KN.m}$$

VI-1-2-2 Calcul le ferrailage :

ELU :

a. En travée :

Vérification si $\exists A'$:

$$\mu = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{57366}{100 \cdot 12,6^2 \cdot 14,2} = 0,254 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \nexists \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

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

Détermination des armatures :

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,254)}) = 0,373$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,373 = 0,850$$

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

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{57366}{0,850 \cdot 12,6 \cdot 348} = 15,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 12,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = \max(15,39 ; 1,52) \text{ cm}^2$$

$$A = 15,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 8 \text{ HA16} = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$e = 12,5 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[42 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

(DTR cba93 a.7.2.4.2 p97)**Armatures de répartition :**

On a une charge répartie

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{16,08}{4} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[4h ; 45] = \min[48 ; 45]\text{cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b. En appui :

$$M_a = -20,2467 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{20246,7}{100 \cdot 12,6^2 \cdot 14,2} = 0,09 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\cdot \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,09}) = 0,118$$

$$\cdot \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,118 = 0,9528$$

$$A = \frac{20246,7}{348 \cdot 12,6 \cdot 0,9528} = 4,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 12,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2.$$

$$A = \text{Max}(A_{\text{cal}} = 4,85 \text{ cm}^2; A_{\text{min}} = 1,52 \text{ cm}^2)$$

$$A = 4,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4\text{HA14} = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[42 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

On a une charge répartie

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$e = 33 \text{ cm} \leq \min[4h ; 45] = \min[56 ; 45]\text{cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification à ELS :

Il faut faire des vérifications qui sont considérées relatives à la contrainte maximale de béton comprimé σ_b et à la contrainte d'acier σ_s et aux déformations

Contrainte maximale du béton comprimé

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte des armatures tendues pour une fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \quad \eta = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{RL} \\ 1.6 \rightarrow \text{HA} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \text{ Il n'y a aucune :}$$

A effectuée pour l'ELS.

➤ **En travée :**

$$M_u = 58,141 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 41,149 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{57,366}{41,149} = 1,394$$

$$\alpha = 0,380 < 0,447 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

➤ **En appui :**

$$M_u = -20,5203 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -14,523 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{20,2467}{14,523} = 1,394$$

$$\alpha = 0,118 < 0,447 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de L'effort tranchant :

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que :

$$T_{max} = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{11,85 \times 6,75}{2} = 39,993 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{39993}{1000 \times 126} = 0,32 \text{ Mpa} \quad (\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93})$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,32 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VI-1-2-3 l'étude de la Poutre palière :

Pré dimensionnement :

Le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \rightarrow 23,6 \text{ cm} \leq h \leq 35,5 \text{ cm on prend } h=30 \text{ cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions RPA99(version 2003) :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \end{cases} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Poutre palière :

Poutre palière à ELS :

$$\text{Poids propre : } 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Mur en brique : } 1,2 \times 0,25 \times 15 = 4,5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Crépissage : } 1,2 \times 0,02 \times 2 \times 20 = 0,96 \text{ KN/m}$$

Réaction de palier à ELS :

$$q_s = \frac{T_s}{l/2} = \frac{28,69}{1,76} = 16,30 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 24,01 \text{ KN/m}$$

Poutre palière a ELU :

$$(2,25 + 4,5 + 0,96) \times 1,35 = 10,41 \text{ KN/m}$$

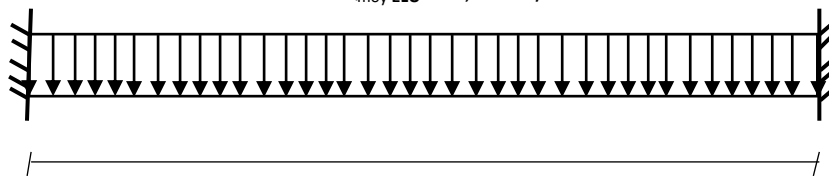
Réaction de palier a ELU :

$$q_s = \frac{T_s}{l/2} = \frac{39,99}{1,76} = 22,72 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 33,13 \text{ KN/m}$$

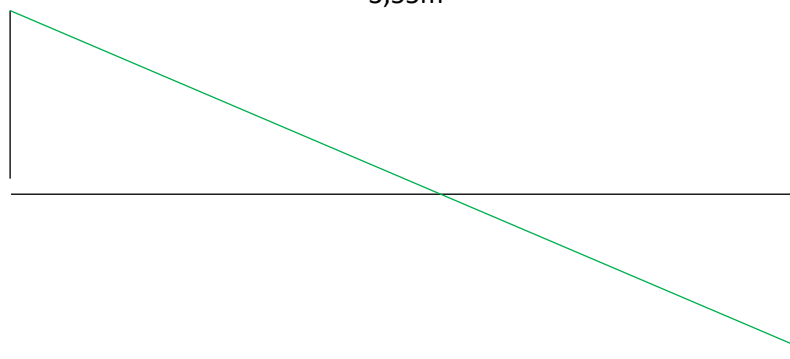
Diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant en ELU et ELS :

$$Q_{\text{moy ELU}} = 33,13 \text{ KN/m}$$



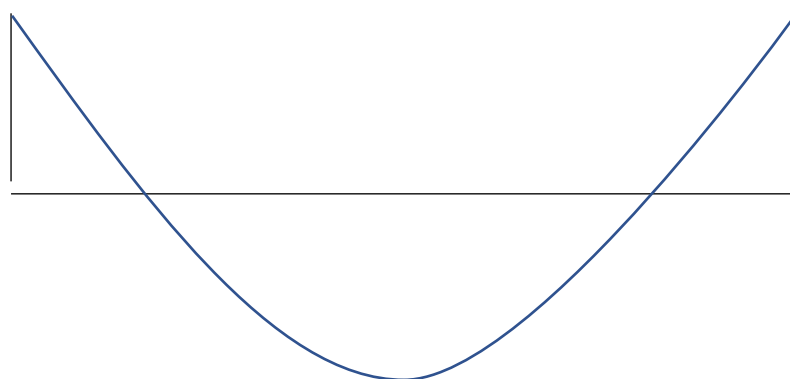
$$3,55 \text{ m}$$

$$T = \frac{33,13 \times 3,55}{2} = 58,80 \text{ KN}$$



$$T = -58,80 \text{ KN}$$

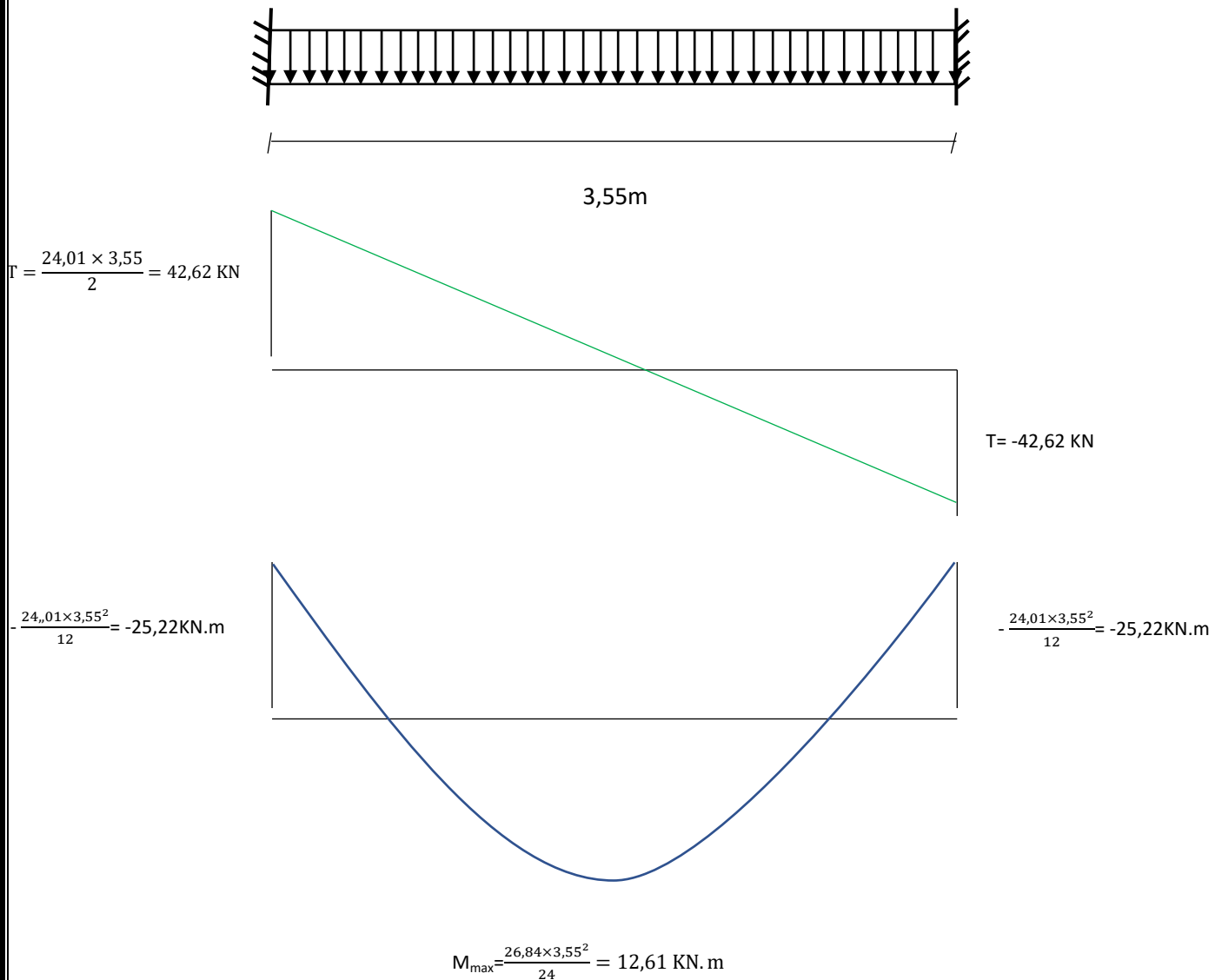
$$-\frac{33,13 \times 3,55^2}{12} = -34,79 \text{ KN.m}$$



$$-\frac{33,44 \times 3,55^2}{12} = -34,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{33,13 \times 3,55^2}{24} = 17,40 \text{ KN.m}$$

$$Q_{\text{moy ELS}} = 24,01 \text{ KN/m}$$



Une poutre palière bi-encastree sur les poteaux radie par le palier de repos qui en dalle pleine

Le calcul d'une poutre bi-encastree sous l'effet de la torsion revient au calcul d'une poutre dont l'effort tranchant est augmente par la torsion

Cette torsion ne genere jamais des desordres si le ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant est verifie

Calcul le ferrailage :**ELU :****En travée :****Vérification si $\exists A'$:**

$$\mu = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17400}{30 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,056 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

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

Détermination des armatures :

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,056)}) = 0,0720$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0720 = 0,971$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{17400}{0,971 \cdot 27 \cdot 348} = 1,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(1,73 ; 0,98) \text{ cm}^2$$

$$A = 1,91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 3 \text{ HA12} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$e = 10 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[60 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée(DTR cba93 a.7.2.4.2 p97)

En appui :

$$M_a = -34,79 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{34790}{30 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,112 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\cdot \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,112}) = 0,150$$

$$\cdot \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,150 = 0,940$$

$$A = \frac{34790}{348 \cdot 27 \cdot 0,940} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{cal}} = 3,93 \text{ cm}^2; A_{\text{min}} = 0,98 \text{ cm}^2)$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$e = 10 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[60 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

vérification a ELS :

A effectuée pour l'ELS.

➤ **En travée :**

$$M_u = 17,40 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 12,61 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{17,40}{12,61} = 1,393$$

$$\alpha = 0,0720 < 0,4465 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

➤ **En appui :**

$$M_u = -35,12 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -25,22 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{35,12}{25,22} = 1,380$$

$$\alpha = 0,150 < 0,440 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de L'effort tranchant :

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que :

$$T_{\text{max}} = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{33,44 \times 3,55}{2} = 59,36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{59360}{300 \times 270} = 0,733 \text{ Mpa} \quad (\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93})$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,733 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

		Armatures longitudinales		Armatures de répartitions	
		Calculée (cm ²)	Choisi (cm ²)	Calculée (cm ²)	Choisi (cm ²)
RDC à 10 ^{ème} étage	En travée	15,39	16,08 = 8T16	4,02	4,52=4T12
	En appui	4,85	6,16 = 4T14	1,54	3,39=3T12

Tableau IV-1 : récapitulatif du ferrailage d'escalier

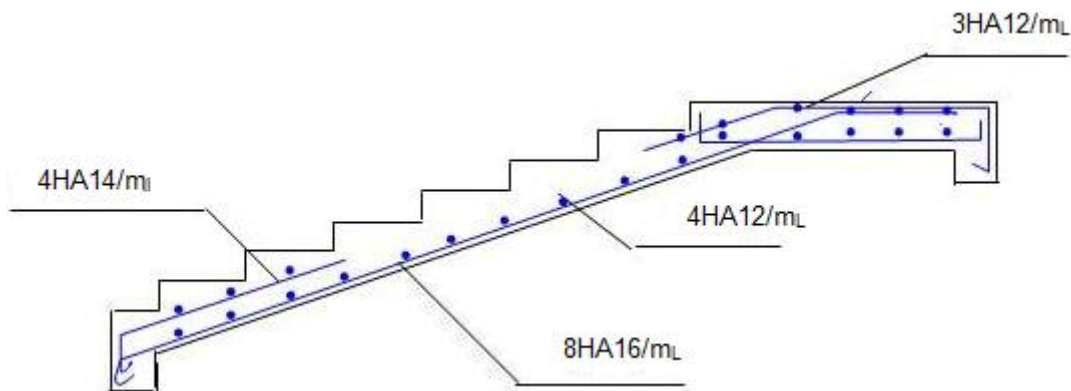


Figure IV.3: dessin de ferrailage de l'escalier.

		Armatures longitudinale		Armatures de répartitions	
		Calculée (cm ²)	Calculée (cm ²)	Choisi (cm ²)	Calculée (cm ²)
RDC à 10 ^{ème} étage	En travée	4,02	4,62=3T14	1	2,26 = 2T12
	En appui	1,54	3,39=3T12	0,39	2,26 = 2T12

Tableau IV-2 : récapitulatif du ferrailage de la poutre palière

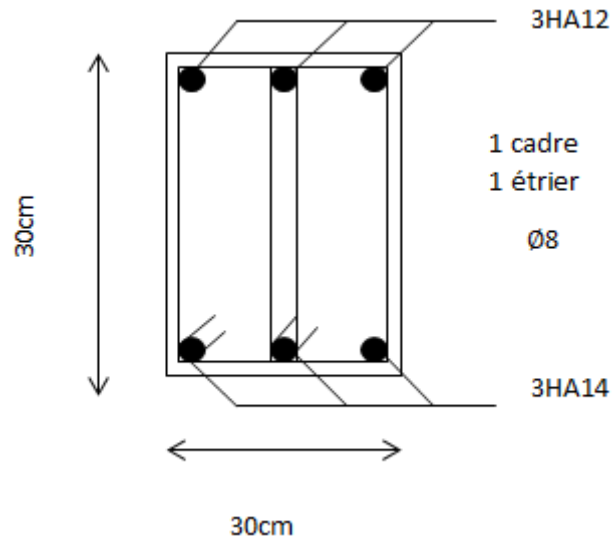


Figure IV.4 : dessin de ferrailage de la poutre palière.

VI-2 étude de balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastres dans les poutres et libre dans l'autre coté calcule comme une console de 0,7 m de largeur, sollicité par une charge permanente (poids propre) ; charge concentrée à l'extrémité libre P(poids propre des murs) et une charge d'exploitation Q

On adopte un épaisseur $h = 15\text{cm}$

- Poids propre : $G = 4,71\text{KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3,5\text{ KN/m}^2$
- Force concentrée due aux poids de mur P :

Epaisseur de mur $e_{\text{mur}} = 10\text{m}$

Hauteur de mur $h_{\text{mur}} = 1,2\text{m}$

$$P = G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}}$$

$$G_{\text{mur}} = 90 + 2(1,5 \times 18) = 150\text{daN/m}^2 = 1,5\text{ KN/m}^2$$

$$P = 1,5 \times 1,2 = 1,8\text{ KN/m}^2$$

Les combinaisons des charges :

1/ états limite ultime (ELU) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 4,71 + 1,5 \times 3,5 = 11,61\text{ KN/m}^2$$

$$p_u = 1,35 \times P$$

$$p_u = 1,35 \times 1,8 = 2,43\text{ KN/m}^2$$

le moment de l'encastrement M_u pour une bonde de 3,85m est de :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l$$

$$M_u = \frac{11,61 \times 3,85^2}{2} + 2,43 \times 3,85$$

$$M_u = 95,40 \text{ KN.m}$$

2/ états limite service (ELS) :

$$q_s = G+Q$$

$$q_s = 4,71 + 3,5 = 8,21 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = P = 1,8 \text{ KN/m}^2$$

le moment de l'encastrement M_s pour une bonde de 3,85m est de :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l$$

$$M_s = \frac{8,21 \times 3,85^2}{2} + 1,8 \times 3,85$$

$$M_s = 67,78 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{95400}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,369 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,369}) = 0,610$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,610 = 0,756$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{95400}{0,756 \cdot 13,5 \cdot 348} = 24,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{RPA} = (0,005 \cdot 100 \cdot 15) = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA})$$

$$A = 24,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 8HA20 (A=25,13 cm²)

Espacement = 12,5 cm

(DTR cba93 a.7.2.4.2 p97)

Armatures de répartition :

On a une charge répartie

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{25,13}{4} = 6,34 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T12 = 6,79 cm²

e = 16 cm ≤ min [4h ; 45] = min[60; 45]cm = 45 cm → condition vérifiée

A choisi (cm ²)	Espacement (cm)	A répartition (cm ²)	Espacement (cm)
8HA20= 25,13	12,5	6 HA12=6,79	25

Tableau VI.3 : ferrailage de balcon

Vérification à l'ELS (fissuration préjudiciable) :

M _u (kN.m)	M _s (kN.m)	A (cm ²)	A' (cm ²)
95,40	67,78	25,13	0

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2} y^2 + n(A + A')y - n(d \times A + d' \times A') = 0$
- $A' = 0 \rightarrow S = \frac{b}{2} y^2 + 15A(y-d) = 0$

Où : A : section d'armatures tendue
 A' : section d'armatures comprimées
 n : 15 coefficient d'équivalence

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 25,13}{100} = 3,77$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 3,77 \times 13,5 = 101,79$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3,77 + \sqrt{3,77^2 + 101,79} = 7 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d-y)^2$

$$I = \frac{100}{3} \times 7^3 + 15 \times 25,13 \times (13,5 - 7)^2$$

$$I = 27359,467 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{6778}{27359,47} \times 7 = 1,73 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_b = 1,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots$ La contrainte de compression du béton est vérifiée

- Contrainte maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 6778}{27359,467} \cdot (13,5 - 7) = 157 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_s = 157 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots$ La contrainte de traction des aciers est vérifiée

les armatures calculées en E.L.U conviennent à l'E.L.S .

Vérification de cisaillement :

$$T_u = 20,81 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$$

$$T_{u \max} = (1,35G + 1,5Q) \times l + 1,35 \times P$$

$$= ((1,35 \times 4,71) + (1,5 \times 3,5)) \times 3,85 + 1,35 \times 1,8 = 47,13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{47130}{1000 \times 135} = 0,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

Alors Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

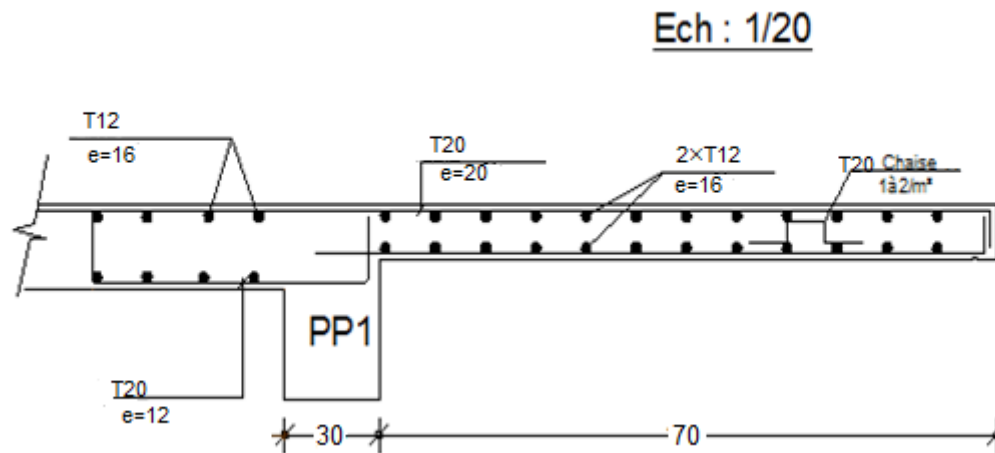


Figure IV-5 : Dessin ferrailage de balcon

IV-3 L'étude de L'ascenseur :

Définition :

L'ascenseur est appareil élévateur permettant le déplacement vertical entre différents niveaux du bâtiment.

Charge de l'ascenseur :

P_m = poids mort (la masse de cabine + treuil +accessoires + câble d'acier).

Q = la charge en cabine

P_p = la masse de contrepoids $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

$P_m = 10,9 \text{ KN}$

$Q = 6,3 \text{ KN}$

$P_p = 10,9 + \frac{6,3}{2} = 14,05 \text{ KN}$

$G = P_m + P_p + P_{\text{Treuil}} + P_{\text{cable}} = 10,9 + 14,05 + 0,63 + 0,2$

$G = 25,78 \text{ KN}$

$Q_u = 1,35 \times 25,78 + 1,5 \times 6,3 = 44,253 \text{ KN}$.

Vérification au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur.

$$Q_u = \frac{44,253}{4} = 10,86 \text{ KN}$$

D'après le CBA93 la condition est vérifiée si

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q : la charge de l'ELU.

h : l'épaisseur de la dalle = 14 cm.

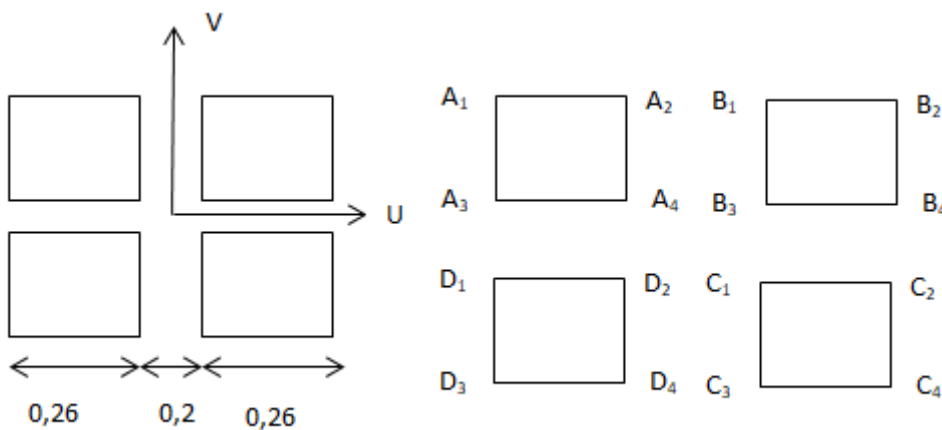
μ_c : la périmètre du contour au niveau du feuille moyen $\mu_c = 4(a + \frac{h}{2} \times 2)$

$$Q_u \leq 0,045 \times 0,96 \times 0,14 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 100,8 \text{ KN.}$$

Donc la dalle résiste au poinçonnement.

Evaluation des moments :

Moments due aux charges concentrées :



A l'aide des schéma précédente et la valeur de $\alpha = \frac{1,6}{1,95} = 0,86$ on détermine les moment M_1 et

M_2

$$U = x_0 + 2h + h_t$$

$$V = y_0 + 2h + h_t$$

$$\text{Effet de } A_1, B_2, C_4, D_3 \left\{ \begin{array}{l} \frac{U_1}{L_x} = \frac{0,72}{1,6} = 0,45 \\ \frac{V_1}{L_y} = \frac{0,72}{1,95} = 0,37 \end{array} \right. \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,169 \\ M_2 = 0,116 \end{cases}$$

$$\text{Effet de } A_2, B_3, C_3, D_4 \left\{ \begin{array}{l} \frac{U_2}{L_x} = \frac{0,2}{1,6} = 0,125 \\ \frac{V_2}{L_y} = \frac{0,2}{1,95} = 0,103 \end{array} \right. \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,282 \\ M_2 = 0,246 \end{cases}$$

$$\text{Effet de } A_3, B_4, C_2, D_1 \left\{ \begin{array}{l} \frac{U_3}{L_x} = \frac{0,72}{1,6} = 0,45 \\ \frac{V_3}{L_y} = \frac{0,2}{1,95} = 0,103 \end{array} \right. \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,169 \\ M_2 = 0,246 \end{cases}$$

$$\text{Effet de } A_1, B_2, C_4, D_3 \left\{ \begin{array}{l} \frac{U_4}{L_x} = \frac{0,2}{1,6} = 0,125 \\ \frac{V_4}{L_y} = \frac{0,2}{1,95} = 0,103 \end{array} \right. \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,282 \\ M_2 = 0,246 \end{cases}$$

Les moments suivant X et Y :

$$M_x = P(M_1 + V \times M_2) \quad V = 0$$

$$M_y = P(M_1 + V \times M_2)$$

$$P = P' \times S$$

$$P' = \frac{P}{S} = \frac{10,86}{0,0676} = 160,650 \text{ KN/m}^2$$

Effort de charge	U/L _x	U/L _y	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	S(m ²)	P= P' .S	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
1	0,45	0,38	0,169	0,116	0,49	78,72	13,30	9,13
2	0,125	0,103	0,282	0,246	0,39	59,44	16,76	14,62
3	0,45	0,103	0,169	0,246	0,32	51,41	8,69	12,65
4	0,125	0,103	0,282	0,246	0,04	6,43	1,81	1,58

Tableau IV-4 :solicitations sur la dalle de la machine à ELU.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} + M_{x4} = 40,56 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} + M_{y3} + M_{y4} = 37,98 \text{ KN.m}$$

Les moments dues aux charges réparties :

$$G_{\text{dalle}} = 0,2 \times 2500 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{dalle}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{u dalle}} = 8,25 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 1,6 \text{ m}$$

$$L_y = 1,95 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,6}{1,95} = 0,4 < 0,86 < 1 \Rightarrow \text{ Dalle portante sur 4 cotés.}$$

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot L_x^2 = 1,06 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u = 0,774 \text{ KN.m}$$

Les moments totaux appliqués sur la dalle sont :

$$M_{xt} = M_x + M_x^u = 51,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = M_y + M_y^u = 38,75 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

Le ferrailage fait en flexion simple (ELU) pour une bande de 1m de largeur.

Le meme ferrailage dans les deux directions.

$M_a=0,5M_T$ $M_t = 0,75M_T$	M(KN.m)	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	Espacement (cm)
travée	38,37	9,6	1,52	2 × 5HA16	20
appui	25,58	6,21			

Tableau IV-5: ferrailage de l'ascenseur.

Ferrailage horizontales :

- le pourcentage minimum de l'armatures horizontales est de 0.15% de la section.

Pour une bande de 1m_L

$$A_t = 0,0015 \cdot b \cdot h = 0,0015 \times 100 \times 14 = 2,1 \text{ cm}^2.$$

On prend :

2 × 4HA10 ; l'espacement égale à $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T = \frac{p \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{8,25 \times 1,6 \times 1,95}{2 \times 1,95 + 1,6} = 4,68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_x}{b_0 \cdot d} = \frac{4680}{1000 \times 12,6} = 0,371 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,371 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à ELS :

$$Q_{\text{ser}} = \frac{25,78 + 6,3}{4} = 8,02 \text{ KN}$$

$$P'_{\text{ser}} = \frac{Q_{\text{ser}}}{S} = \frac{8,02}{0,0625} = 128,32 \text{ KN/m}^2$$

Effort de charge	U/L _x	U/L _y	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	S(m ²)	P= P'.S	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
1	0,45	0,38	0,169	0,116	0,49	62,88	10,63	7,29
2	0,125	0,103	0,282	0,246	0,39	50,04	14,11	12,31
3	0,45	0,103	0,169	0,246	0,32	41,06	6,94	10,10
4	0,125	0,103	0,282	0,246	0,04	5,13	1,44	1,26

Tableau IV-6 : sollicitations sur la dalle de la machine à ELS.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} + M_{x4} = 32,82 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} + M_{y3} + M_{y4} = 30,96 \text{ KN.m}$$

Les moments dues aux charges réparties :

$$G_{\text{dalle}} = 0,2 \times 2500 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{dalle}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{ser dalle}} = 6 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 0,768 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \cdot M_x^{\text{ser}} = 0,561 \text{ KN.m}$$

Les moments totaux appliqués sur la dalle sont :

$$M_{xt} = M_x + M_x^u = 33,588 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = M_y + M_y^u = 31,521 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_x = 0,75 M_{xt} = 0,75 \times 33,588 = 25,191 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{yt} = 0,75 \times 31,521 = 23,64 \text{ KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{xt} = 0,5 \times 33,588 = 16,794 \text{ KN.m}$$

$$; y_1 = 4,84 \text{ cm} ; I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 12857,13 \text{ cm}^4 ;$$

$$\sigma_b = \frac{M^{\text{Ser}}}{I} \times y_1 = 0,948 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M^{\text{Ser}}}{I} \cdot (d - y_1) = 182,03 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Etude de l'acrotère

Détermination des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge d'exploitation, on prend le maximum entre (1 KN et F_p)

$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$ (RPA 99 V 2003)

Zone IIa et ouvrage $\rightarrow A = 0,15$.

Acrotère en consol \rightarrow facteur des forces horizontales $C_p = 0.8$

$W_p = 1,69 \text{ kn}$.

$F_p = 0,81 \text{ kn}$.

$P = \max (0,81 \text{ kn} ; 1 \text{ KN}) \rightarrow p = 1 \text{ KN}$

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

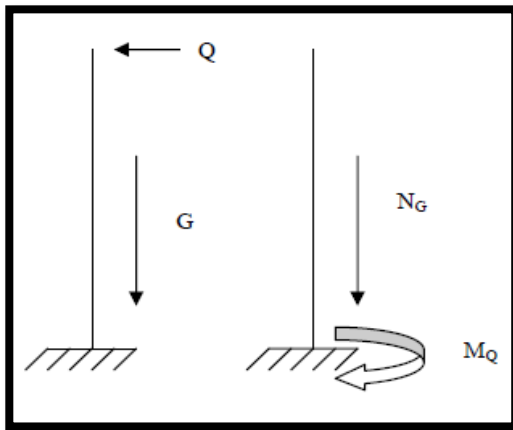
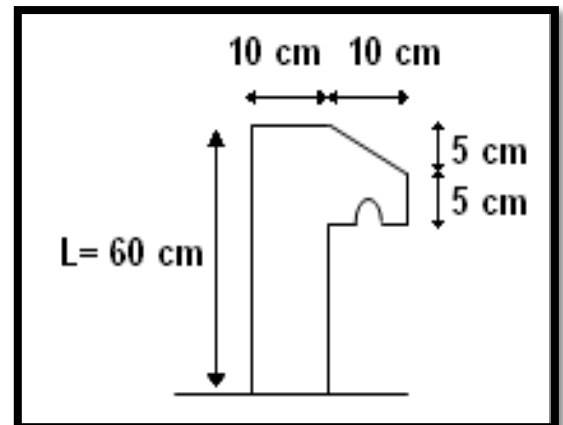


Schéma Statique de l'acrotère



Coupe transversale de l'acrotère

Poids propre de l'acrotère :

- $G = 1,687 \text{ KN/ml}$.
- $p = 1 \text{ KN/ml}$.

Combinaisons d'actions :

	M (KN.m)	N(KN)	T (kn)
ELU	0,9	2,28	1,5
ELS	0,6	1,687	1

Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,28} = 0,395 \text{ m}$$

$e = 39,5 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$, donc La section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M_1 .

$$M_1 = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,9918 \text{ kn.m}$$

Détermination du ferrailage :

➤ **E.L.U :**

$\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{991,8}{100 \cdot 9^2 \cdot 14,20} \rightarrow \mu = 0,0086 < 0,392$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{2280}{348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 1,087 \text{ cm}^2$.

Choix des armatures : $A_s = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$

Espacements : $St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Ok.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures : $A_r = 3 \text{ HA8} = 1,509 \text{ cm}^2$

Espacements : $St = (60 - 2,5)/2 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ Ok.

➤ **E.L.S :**

Vérification des contraintes :

Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que:

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta_t \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min(266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad N_s = 1,6875 \text{ KN.}$$

$e = M_s / N_s \Rightarrow e = \frac{0,60}{1,6875} \Rightarrow e = 0,35 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression se à l'extérieur de la section donc SPC.

$C = e + h/2 = 0,35 + 0,1/2 = 0,4 \text{ m}$ et puisque N est un effort de compression donc $C = -0,40 \text{ m}$.

$$p = -3(c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c) \rightarrow p = -4794,22 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c)^2 \rightarrow q = 126467,79 \text{ cm}^3$$

y_2 est racine de l'équation $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -330733170,5 < 0$$

D'où :

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

Après itération on trouve :

- $Y_{2,1} = a \cos (\varphi/3) = 43,17 \text{ cm}$
- $Y_{2,2} = a \cos (\varphi/3 + 240^\circ) = 79,86 \text{ cm}$
- $Y_{2,3} = a \cos (\varphi/3 + 120^\circ) = 36,67 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } a = 2\sqrt{-p/3} = 79,95$$

La solution qui convient : $y_2 = 43,17 \text{ cm}$

$$\text{Car : } 0 < y_1 = y_2 + c < h \rightarrow 0 < 43,17 - 40,56 = 2,62 \text{ cm} < h = 10$$

Alors : la position de l'axe neutre est $y_1 = 2,62 \text{ cm}$

➤ CALCUL DU MOMENT STATIQUE DE LA SECTION

$$S^* = \frac{by_{SER}^2}{2} + 15A_s(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1,94^3}{3} + 15 \times 1,41 \times (9 - 1,16)^2 = 1294,44 \text{ cm}^4$$

$$S^* = 42,72 \text{ cm}^3$$

➤ CONTRAINTE DU BETON

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{S^*} \Rightarrow K = \frac{1687}{100 \times 42,72} = 0,39$$

$$K = 0,39$$

$$\sigma_c = 0,39 \times 2,62 = 1,03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 1,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

➤ **Contrainte de l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 MPa$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 37.32 MPa < \bar{\sigma}_s = 240 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

$$T_u = 1 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 90} = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

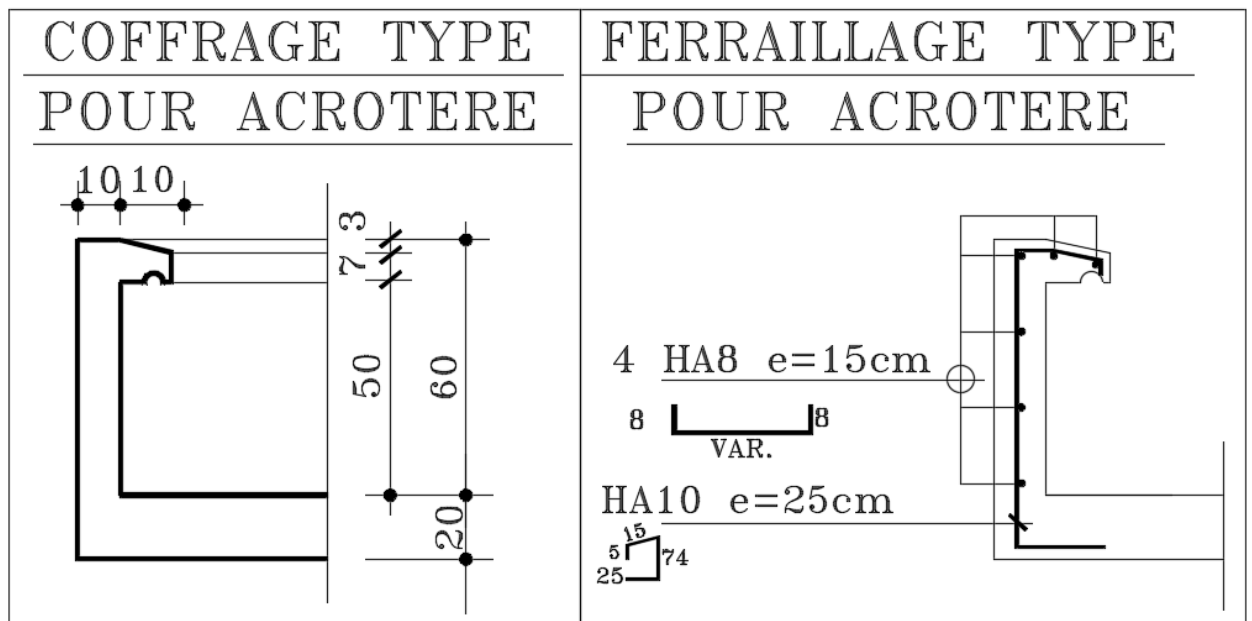


Figure 7: Coffrage et ferrailage de l'acrotère

Chapitre V

Etude sismique

V-1 Introductions :

Un séisme est une succession de secousse soudaine et très rapide de la surface de la terre, il résulte de relâchement brutal de contraintes dans la croute terrestre.

Vu que le séisme est une catastrophe naturelle et dangereux peut se produit à tout moment et cause des vibrations des structures, ces dernières doivent construites de manières équivalentes afin de résister à ces ondes sismiques et pour minimiser les dégâts humaines et matériels par respecter les règlements parasismiques.

V-2 L'objectif de l'étude dynamique :

L'objectif est de créer un modèle de structure que l'introduit dans un programme de calcul dynamique pour déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure et afin de nous permet à vérifier par ce model que le défini toutes les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

La modélisation de notre structure a effectuée à l'aide de logiciel **robot auto-desk structural analysis professional version 2020**.

V-3 La modélisation de la structure :

V-3-1 La modélisation de la rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type de poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (wall) à quatre nœuds.
- Les planchers sont modélisés par deux éléments surfaciques (slab) pour dalles pleine et (plank) pour les Corps creux.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

V-3-1 La modélisation de la masse :

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25 KN/m^3 .

V-4 Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, le "RPA99 modifié en 2003" propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V-4-1 La méthode statique équivalente :**Principe :**

Dans cette méthode, le RPA propose de remplacer Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

V-4-2 La méthode modale spectrale :**Principe :**

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.

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

Analyse spectrale**Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

$$g=9,81$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est appartient au groupe d'usage « 2 » (bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Tizi Ouzou (zone IIa).

Donc : l'accélération du zone A=0,15

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R=5 (Mixte portique /voiles avec interaction).

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

T₁=0,15 s et T₂=0,4 s (site ferme S2)

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

Tableau 9: Pénalités du facteur de qualité

Critère « q »	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
Σ	0.3

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,3$$

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique a la base V_t obtenu par combinaison des valeur modales ne doit pas être inférieur à 80 % de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ' $V_t > 0,8V$ '.

Si $V_t < 0,8V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments ...) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$. (RPA 99V2003 page 36)

Où :

V_t : tiré par logiciel de calcul (modale spectrale)

V : obtenu par la méthode statique équivalente

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

$$A = 0,15$$

$$R = 5$$

$$Q = 1,3$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Où :

$$- \eta = 0,88. \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0.4 s \quad T = ?$$

Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

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

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 39,16$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$D_x = 23,8$ m

$D_y = 25,55$ m

AN:

- $T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (39,16)^{3/4} = 0,78$ s. Dans les deux directions

Condition sur la période fondamentale

«retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par(4,6)-(4,7) »

Donc : T empirique= ($T_x = 0,72$ s et $T_y = 0,7$ s) s

$T_x = \min (0,72 ; 0,78) \rightarrow T_x = 0,72$ s

$T_y = \min (0,7 ; 0,78) \rightarrow T_y = 0,7$ s

$$\Rightarrow T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$D_x = 1,49$ s ; $D_y = 1,52$ s

$$(\text{Sens X}) : \frac{A_x D_x Q}{R} = \frac{0,15 \times 1,49 \times 1,3}{5} = 0,05811$$

$$(\text{Sens Y}) : \frac{A_y D_y Q}{R} = \frac{0,15 \times 1,52 \times 1,3}{5} = 0,05928$$

Période :

Tableau 10: Taux de participation modale

Cas	Mode	Période (s)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
Modal	1	0,85	0,90	65,43	0,90	65,43
Modal	2	0,81	72,63	66,77	71,73	1,35
Modal	3	0,74	75,19	68,59	2,56	1,81
Modal	4	0,56	75,19	69,30	0,00	0,71
Modal	5	0,41	75,58	69,30	0,39	0,00
Modal	6	0,38	76,61	69,31	1,03	0,00
Modal	7	0,32	82,02	69,31	5,41	0,00
Modal	8	0,30	82,04	69,33	0,02	0,03
Modal	9	0,29	82,05	72,35	0,01	3,02
Modal	10	0,29	82,05	72,43	0,00	0,08
Modal	11	0,28	82,05	78,22	0,00	5,79
Modal	12	0,28	82,85	78,54	0,80	0,32

Poids total de la structure (W) :

Pour le calcul de poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel robot :

Niveaux	Poids (T)
Sous- sol	281,067
RDC	331,161
1	331,161
2	331,161
3	331,161
4	331,161
5	331,161
6	331,161
7	331,161
8	331,161
9	331,161
10	331,161

le poids total de la structure : $W = 3923,84T$.

determination de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{A_x D_x Q}{R} = \frac{0,15 \times 1,49 \times 1,3}{5} \times 3923,84 = 228,0143 T$$

$$V_y = \frac{A_y D_y Q}{R} = \frac{0,15 \times 1,52 \times 1,3}{5} \times 3923,84 = 232,065 T$$

Comparaison entre la période dynamique et la période empirique :

T_x	T_y	1.3 T_x	1.3 T_y	T_{dyn}
[s]	[s]	[s]	[s]	[s]
0,72	0,7	0,94	0,91	0,85

Donc la condition de art 4.2.4.4 de RPA/99 version est vérifiée ($1,3T_{sta} \geq T_{dyn}$)

Résultantes des forces sismiques de calcul :

RPA99 version 2003 dans son article (4.3.6) exige que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Tableau 11: vérification de l'effort tranchant à la base

Load Case/Combo	FX [KN]	FY [KN]
$V_t(x)$	16029,51	/
$V_t(y)$	/	15431,88
$V(x)$	2280,14	/
$V(y)$	/	2320,65
Condition RPA $V_t < 0,8 V$	vérifiée	vérifiée

Vérification des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau 12: Vérification des déformation

Niveaux	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	Δ_{kx} (mm)	Δ_{ky} (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
RDC	3060	9,7	5,3	5,3	3,6	30,6	verifiée	verifiée
1 étage	3060	16,3	10,8	6,6	5,5	30,6	verifiée	verifiée
2 étage	3060	23,3	17,4	7	6,6	30,6	verifiée	verifiée
3 étage	3060	30,7	25,0	7,4	7,6	30,6	verifiée	verifiée
4 étage	3060	37,9	32,9	7,2	7,9	30,6	verifiée	verifiée
5 étage	3060	45,1	41,3	7,2	8,4	30,6	verifiée	verifiée
6 étage	3060	51,8	49,4	6,7	8,1	30,6	verifiée	verifiée
7 étage	3060	58,2	57,7	6,4	8,3	30,6	verifiée	verifiée
8 étage	3060	63,8	65,3	5,6	7,6	30,6	verifiée	verifiée
9 étage	3060	68,7	72,7	4,9	7,4	30,6	verifiée	verifiée
10 étage	3060	74,1	79,7	5,4	7	30,6	verifiée	verifiée

Vérification de l'effet $P - \Delta$

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet $P - \Delta$ peuvent être **négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :**

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10 .$$

- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$.
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Tableau 13: Vérification de l'effet $p\Delta$ sens XX

Sens XX	h (mm)	V_{Kx} (KN)	P_K (KN)	Δ_{Kx} (mm)	θ_{Kx}	$\theta \leq 0,10$
Niveaux						
RDC	3060	1933,89	3311,61	5,3	0,003	C.V
1 étage	3060	1889,81	3311,61	6,6	0,004	C.V
2 étage	3060	1819,08	3311,61	7	0,004	C.V
3 étage	3060	1721,49	3311,61	7,4	0,004	C.V
4 étage	3060	1597,27	3311,61	7,2	0,004	C.V
5 étage	3060	1448,14	3311,61	7,2	0,005	C.V
6 étage	3060	1273,88	3311,61	6,7	0,005	C.V
7 étage	3060	1074,96	3311,61	6,4	0,005	C.V
8 étage	3060	849,68	3311,61	5,6	0,006	C.V
9 étage	3060	598,40	3311,61	4,9	0,009	C.V
10 étage	3060	320,61	3311,61	5,4	0,018	C.V

Tableau 14: Vérification de l'effet $p\Delta$ sens YY

Sens YY	h (mm)	V_{ky} (KN)	P_K (KN)	Δ_{Ky} (mm)	θ_{kx}	$\theta \leq 0,10$
Niveaux						
RDC	3060	1748,19	3311,61	3,6	0,002	C.V
1 étage	3060	1720,32	3311,61	5,5	0,003	C.V
2 étage	3060	1669,05	3311,61	6,6	0,004	C.V
3 étage	3060	1592,87	3311,61	7,6	0,005	C.V
4 étage	3060	1492,08	3311,61	7,9	0,005	C.V
5 étage	3060	1368,80	3311,61	8,4	0,006	C.V
6 étage	3060	1222,74	3311,61	8,1	0,007	C.V
7 étage	3060	1052,59	3311,61	8,3	0,008	C.V
8 étage	3060	852,13	3311,61	7,6	0,009	C.V
9 étage	3060	616,74	3311,61	7,4	0,012	C.V
10 étage	3060	338,95	3311,61	7	0,022	C.V

Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement :

Le système de contreventement choisi est : « voiles porteurs » donc les voiles doivent reprendre plus de 20 % des charges verticale.

Tableau 15: Taux des charges verticales portés par les voiles

Charges Portées par Voiles [KN]	Poteaux [KN]	total [KN]	Pourcentage%	
947,94	985,96	1933,9	49,02	C.V
943,31	946,49	1889,8	49,92	C.V
792,57	1026,51	1819,08	43,57	C.V
809,06	912,43	1721,49	47	C.V
661,06	936,21	1597,27	41,39	C.V
700,51	747,64	1448,15	48,37	C.V
533,22	740,66	1273,88	41,86	C.V
553,30	521,66	1037,21	53,34	C.V
365,76	483,91	849,67	43,04	C.V
315,19	283,21	598,4	52,67	C.V
246,95	73,67	320,62	77,02	C.V

Chapitre VI

Étude des éléments structuraux

VI-1 INTRODUCTION :

Pour pouvoir déterminer les différentes sollicitations et les déformations dans les éléments de la structure, on doit déterminer les différentes combinaisons de calcul.

Les combinaisons qu'on doit utiliser sont :

- Pour l'état limite ultime ELU.....1,35G+1,5G.
- Pour l'état limite de service ELS.....G+Q.
- Pour l'état sismiques..... G + Q ± E et 0.8G ± E.
-

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments résistants s'effectue selon le règlement **BAEL91**, et les vérifications selon le règlement **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée des éléments suivants :

- Les poteaux.
- Les poutres.
- Les voiles.

VI-2 Ferrailage des poteaux :

On calcul comme un exemple le ferrailage des poteaux adhérent aux voiles au niveau de sou-sol et ayant les caractéristiques suivantes :

S = 60×60; C = C' = 6cm; Acier Fe E400; d=0,9h=54cm.

Calcul des armatures longitudinal

a. Situation durable et transitoire.

$N_{Max} = 1735,78 \text{ KN}$; $M_{corres} = 4,57 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M_{corres}}{N_{Max}} = \frac{4,57}{1735,78} = 0,26 \text{ cm} < e_a = \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

l'effort normal se trouve à l'intérieure de la section.

$$A = (0,337 \times h - 0,81 \times c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = 785203,2 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 421,1572 \text{ KN.m}$$

$$B = 412,0172 \text{ KN.m}$$

On a $A > B$

Alors la section est partiellement comprimée (S.P.C) et le ferrailage se fera à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{421157,2}{14.2 \times 60 \times 54^2} = 0,169 < \mu_l = 0,392$$

→ A' \nexists

VI-2-1 Détermination des armatures :

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,169)}) = 0,233$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,233 = 0,850$$

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

On a:

$$N_u = -A_s \sigma_s + M_{ua} / (d - (1 - 0,4\alpha))$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{d(1 - 0,4\alpha)} - N_u \right]$$

$$A_s = \frac{1}{348} \left[\frac{421157,2}{54 \times 0,233} - 17357,80 \right] = 46,31 \text{ cm}^2.$$

L'RPA exige une section minimal :

$$A_{RPA} = 0,8\% \times b \times h.$$

$$A_{RPA} = 0,8\% \times 60 \times 60 = 28,8 \text{ cm}^2.$$

Armature maximales :

- Zone courante

$$A_{\max} = 3\% (b \cdot h)$$

$$A_{\max} = 0,03 \times 60 \times 60 = \mathbf{108 \text{ cm}^2}$$

- Zone de recouvrement:

$$A_{\max} = 6\% (b \cdot h) = 216 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 54 \cdot \frac{2,1}{400} = 3,91 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{RPA} \text{ (condition vérifiée).}$$

section	N_{\max} (KN)	M_{\max} (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)	choix
60×60	1735,78	4,57	46,31	3,91	28,8	49,09	10HA25
55×55	1682,18	8,05	-23,67	3,28	24,2	25,13	8HA20
50×50	1522,88	17,20	-20,19	2,72	20	20,11	4HA20+4HA16
45×45	1212,96	14,94	-15,89	2,20	16,2	18,73	4HA14+4HA20
40×40	911,74	14,03	0,7	1,74	12,8	14,2	4HA14+4HA16
35×35	616,23	12,23	-7,58	1,33	9,8	11,31	10HA12
30×30	317,55	9,79	-9,07	0,98	7,2	9,05	8HA12

Tableau VI.1: ferrailages des poteaux.

VI-2-2. Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA99 v2003 :

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho \times T_u}{h \times f_e}$$

- T_{max} : L'effort tranchant de calcul.
- h : la hauteur totale de la section brute.
- f_e : La contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e=235\text{MPa}$.
- ρ : Coefficient connecteur.

$\rho=2,5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho=3,75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \leq 5$.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 4,5}{0,6} = 5,25 \rightarrow \rho = 2,5$$

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) \dots \dots \dots [\text{BAEL91}]$$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\phi_t \leq \min (1,71; 6; 1,2) \text{ on adopte } \phi_t = 8\text{mm.}$$

L'espacement entre les armatures transversales :

Zone nodale : (zone IIa)

$$t \leq \min (10 \phi_l ; 15 \text{ cm})$$

$$t \leq \min (12 ; 15\text{cm}) \rightarrow t = 10 \text{ cm.}$$

Zone courante : (zone IIa)

$$t' \leq 15\phi_l \rightarrow t' \leq 18 \text{ cm} \rightarrow t' = 15 \text{ cm.}$$

$$T_{max} = 55,07 \text{ KN.}$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 55,07 \times 0,1}{0,6 \times 400} \times 10 = 0,57 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4\text{HA}8 (2,01\text{cm}^2).$$

Recouvrement :

D'après le RPA99 V2003 :

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone IIa.
- pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 0,8 \text{ m.}$

❖ **Diverses vérifications :****1. Vérification à L'ELS :**

Contrainte maximale du béton comprimé

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale de traction des aciers

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

section	M _{ser} (KN.m)	N _{ser} (KN)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	observation
60×60	3,31	1253,57	0,1	15	vérifiée
55×55	13,54	1214,78	7,43	15	vérifiée
50×50	12,41	1099,84	0,71	15	vérifiée
45×45	10,78	876,23	0,8	15	vérifiée
40×40	10,12	658,90	1,09	15	vérifiée
35×35	8,82	445,69	1,41	15	vérifiée
30×30	7,05	230,21	1,73	15	vérifiée

Tableau VI.2: vérification des poteaux.

2. Vérification des conditions de flambement :

Selon les règles de (CBA.93) on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 70$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7 l_0$

- **I** : Moment d'inertie de la section du poteau.
- **B** : Section du béton.
- λ : l'élancement du poteau.
- l_0 : hauteur d'étage.
- **a** : section du poteau.
- **L_f** : Longueur du flambement.

section	L(m)	L _f	i (m)	λ	λ < 70
60×60	4,1	2,87	0,16	17,93	vérifiée
55×55	2,66	1,86	0,16	11,63	vérifiée
50×50	2,66	1,86	0,13	14,31	vérifiée
45×45	2,66	1,86	0,13	14,31	vérifiée
40×40	2,66	1,86	0,12	15,5	vérifiée
35×35	2,66	1,86	0,1	18,6	vérifiée
30×30	2,66	1,86	0,09	20,66	vérifiée

Tableau VI.4: vérification de flambement des poteaux.

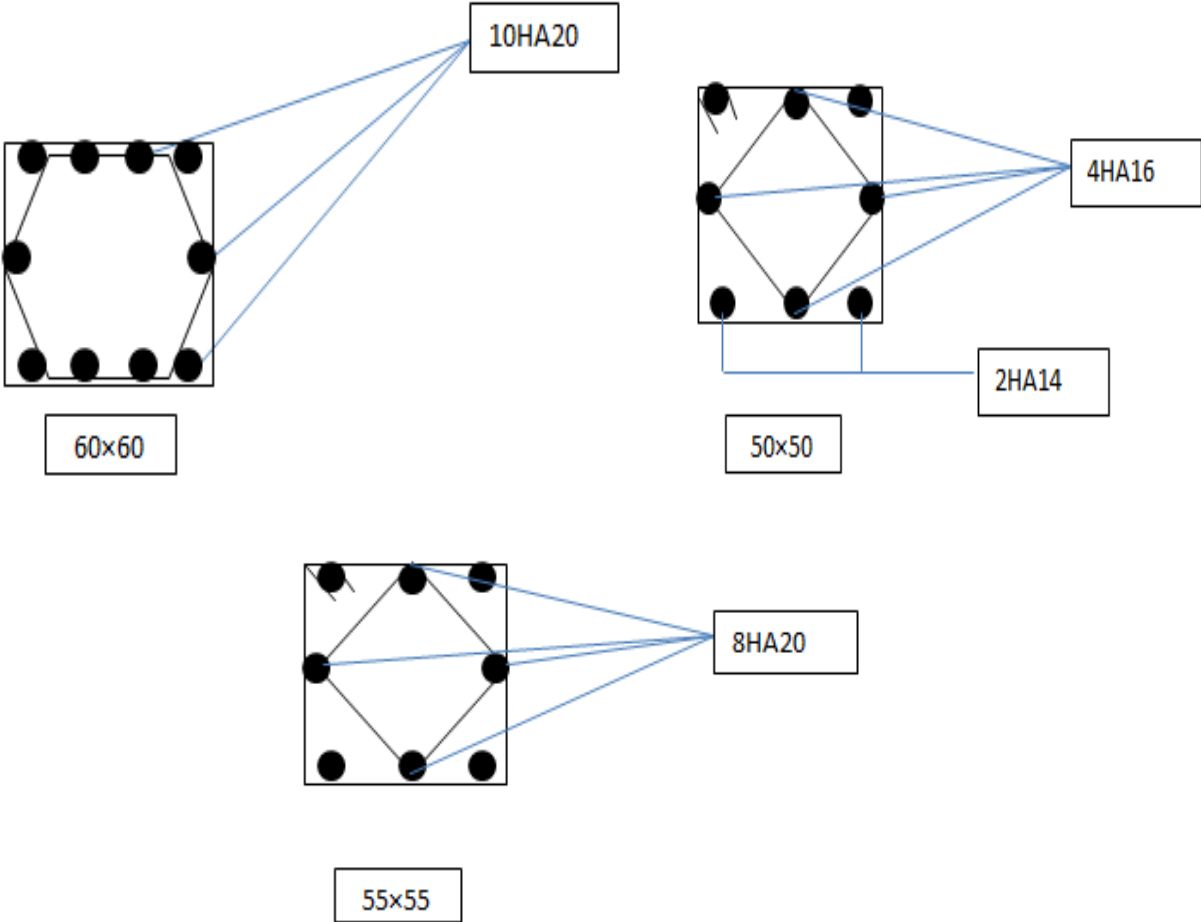


Fig VI.1 schéma de ferrailage des poteaux.

VI-3 ferrailage des poutres :

On fera les mêmes étapes des calculs pour les types de poutres; poutres principales et poutres secondaires.

section	ELU		ELS	
	$M_{travée}$	M_{appui}	$M_{travée}$	M_{appui}
30*40 cm ²	44,57 KN.m	-84,24KN.m	32,14KN.m	-60,81KN.m

VI-3-1 Calcul des armatures longitudinales**a-Poutre principale :**

a-1 Ferrailage sous la combinaison 1.35G + 1.5 Q.

- Ferrailage en travée :

Vérification si $\exists A'$:

$$\mu = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{44570}{30 \cdot 36^2 \cdot 14,2} = 0,1 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

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

Détermination des armatures :

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,1)}) = 0,132$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,132 = 0,947$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{44570}{0,947 \cdot 36 \cdot 348} = 3,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui :

$$M_a = -84,24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{84240}{30 \cdot 36^2 \cdot 14,2} = 0,153 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\cdot \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,153}) = 0,21$$

$$\cdot \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,21 = 0,916$$

$$A = \frac{84240}{36 \cdot 348 \cdot 0,916} = 7,34 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,34 \text{ cm}^2$$

❖ **Diverses vérifications :****Vérification à ELS des poutres principales:**

Il faut faire des vérifications qui sont considérées relatives à la contrainte maximale de béton comprimé σ_b et à la contrainte d'acier σ_s et aux déformations

Contrainte maximale du béton comprimé

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte des armatures tendues pour une fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \quad \eta = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{RL} \\ 1.6 \rightarrow \text{HA} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \text{ Il n'y a aucune :}$$

A effectuée pour l'ELS.

➤ **En travée :**

$$M_u = 44,57 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 32,14 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{57,366}{41,149} = 1,386$$

$$\alpha = 0,132 < 0,443 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

➤ **En appui :**

$$M_u = -84,24 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -60,81 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{84,24}{60,81} = 1,385$$

$$\alpha = 0,210 < 0,443 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

a-2 ferrailage sous les combinaisons sismiques : (G + Q ± E et 0.8G ± E)

- Ferrailage en travée

Vérification si $\exists A'$:

$$\mu = \frac{M_x}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{20670}{30 \cdot 36^2 \cdot 14,2} = 0,04 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

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

Détermination des armatures :

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,04)}) = 0,051$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,132 = 0,980$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{20670}{0,980 \cdot 36 \cdot 348} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

c. En appui :

$$M_a = -101,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{101120}{30 \cdot 36^2 \cdot 14,2} = 0,183 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\cdot \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,183}) = 0,178$$

$$\cdot \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,178 = 0,929$$

$$A = \frac{101120}{36 \cdot 348 \cdot 0,929} = 8,69 \text{ cm}^2$$

$$A = 8,69 \text{ cm}^2$$

a-3 Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :

$$A_s \text{ RPA min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_s \text{ RPA max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

- En travée**

$$A_s = \max(A_{st1}, A_{st2}) = \max(3,77 ; 1,68)$$

$$A_s = 3,77 \text{ cm}^2$$

- En appui**

$$A_s = \max(A_{sa1}, A_{sa2}) = \max(7,34 ; 8,69)$$

$$A_s = 8,69 \text{ cm}^2$$

a.1.5. Choix des barres :• **En travée**

6T12 de section $A_S = 6.79\text{cm}^2$, tel que :

$(A_{S\text{ RPA min}} = 6\text{ cm}^2, A_{\text{min}} = 1,30\text{ cm}^2) < A_S < A_{S\text{ RPA max}} = 48\text{cm}^2 \rightarrow$ la condition est vérifiée.

• **En appui**

3T12 + 3T16 de section $A_S = 9.48\text{cm}^2$, tel que :

$(A_{S\text{ RPA min}} = 6\text{ cm}^2, A_{\text{min}} = 1,30\text{ cm}^2) < A_S < A_{S\text{ RPA max}} = 48\text{cm}^2 \rightarrow$ la condition est vérifiée.

b-Poutre secondaires :

On fait les mêmes étapes de calcul des poutres longitudinales et on résume les résultats de calcul dans le tableau suivant :

La poutre plus défavorable	Zone de calcul	A_s (cm ²)	Choix des barres	A_s adopté (cm ²)
Poutres principale	En travée	6,96	6HA12	6,79
	En appui	14,03	3HA12+3HA16	9,48
Poutres secondaire	En travée	6,96	6HA14	9,24
	En appui	14,03	3HA14+3HA20	14,04

Tableau VI.5: ferrailages des poutres principales et secondaires.

Vérification à ELS des poutres secondaires :

Il faut faire des vérifications qui sont considérées relatives à la contrainte maximale de béton comprimé σ_b et à la contrainte d'acier σ_s et aux déformation

Contrainte maximale du béton comprimé

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15\text{ MPa}$$

Contrainte des armatures tendus pour une fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \quad \eta = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{RL} \\ 1.6 \rightarrow \text{HA} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \text{ Il n'y a aucune :}$$

A effectuée pour l'ELS.

➤ **En travée :**

$$M_u = 43,97 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 32 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{43,97}{32} = 1,74$$

$$\alpha = 0,138 < 0,62 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

➤ **En appui :**

$$M_u = -125,79 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -90,77 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{125,79}{90,77} = 1,385$$

$$\alpha = 0,439 < 0,443 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

VI-3-2 Calcul des armatures transversales**a- Les poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) \dots \dots \dots [\text{BAEL91}]$$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de poutre principale.

$$\phi_t \leq \min (1,71; 6; 1,2) \text{ on adopte } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Selon le CBA93, la section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot S_t / f_e$$

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$; soit : $S_t = 30 \text{ cm}$;

Le RPA99/version 2003 impose les conditions suivantes :

- En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$;
- En zone courante : $S_t \leq h/2$; $S_t = 15 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$.
- En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

On aura alors :

$$A_{t1} \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,15 / 400$$

$$\text{Soit : } A_t = 0,45 \text{ cm}^2$$

- La quantité d'armatures transversales minimales est doit vérifier :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 > A_{t1}$$

Le choix des barres est le suivant : $4\phi 8$.

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre $\phi 8$.

b- Les poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) \dots \dots \dots [\text{BAEL91}]$$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de poutre principale.
 $\phi_t \leq \min(1,71; 6; 1,2)$ on adopte $\phi_t = 8\text{mm}$.

Selon le CBA93, la section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot S_t / f_e$$

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- $S_t \leq \min(0,9d; 40\text{ cm})$; soit : $S_t = 30\text{cm}$;

Le RPA99/version 2003 impose les conditions suivantes :

- En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_l; 30\text{ cm}) = 8,75\text{cm}$;

- En zone courante : $S_t \leq h/2$; $S_t = 15\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $S_t = 8,75\text{cm}$.

- En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

On aura alors :

$$A_{t1} \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,15 / 400$$

$$\text{Soit : } A_t = 0,45\text{cm}^2$$

- La quantité d'armatures transversales minimales est doit vérifier :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35\text{ cm}^2 > A_{t1}$$

Le choix des barres est le suivant : $4\phi 8$.

$$A_t = 2,01\text{cm}^2$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre $\phi 8$.

❖ Diverses vérifications :

1-Vérification de L'effort tranchant :

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d} \quad (\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93})$$

Avec :

- T_{max} : L'effort tranchant de calcul.
- b_0 : largeur de l'ame (mm).
- d : la hauteur utile de la poutre (mm).

La contrainte doit être au plus égale des deux valeurs :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ MPa} \right) = \min(3,33; 5) = 3,33\text{ MPa}.$$

2-Vérification la contrainte d'adhérence :

La liaison entre une armature et le béton est mesuré par la contrainte d'adhérence τ_s définie par la formule :

$$\tau_s = \frac{T_{max}}{0,9d \sum u}$$

- T_{max} : L'effort tranchant de calcul.
- u : périmètre utile d'une barres ou d'un paquet des barres (mm).

la contrainte d'adhérence ultime τ_{su} est donner par la formule suivante :

$$\tau_s = \Psi_s \times f_{c28}$$

- Ψ_s : coefficient de scellement donné par C.B.A93 ; cas des armatures haute adhérence
 $\Psi_s = 1,5$

Donc $\tau_s = 3,15$ Mpa

3-Vérification de la flèche :

on a:

$f \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$ ($l < 5m$) pour la portée qu'est au plus égale à 5m.

Les poutres	$T_u \max$ (KN)	$T_s \max$ (KN)	τ_u (Mpa)	τ_s (Mpa)	f (mm)	\bar{f} (mm)
principale	7,67	5,57	0,071	0,24	0,14	9
secondaire	7,42	5,36	0,079	0,23	0,15	9

Tableau VI.6: vérification au cisaillement at de la flèche (pp)(ps).

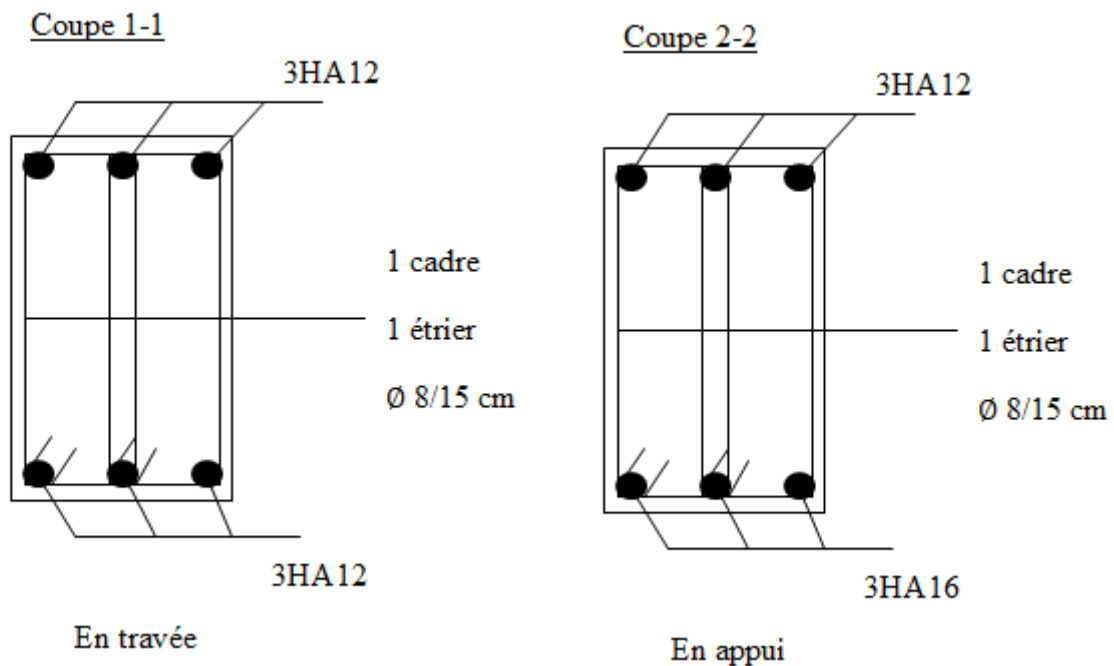


Fig VI.2 schéma de ferrailage transversal des poutres principales.

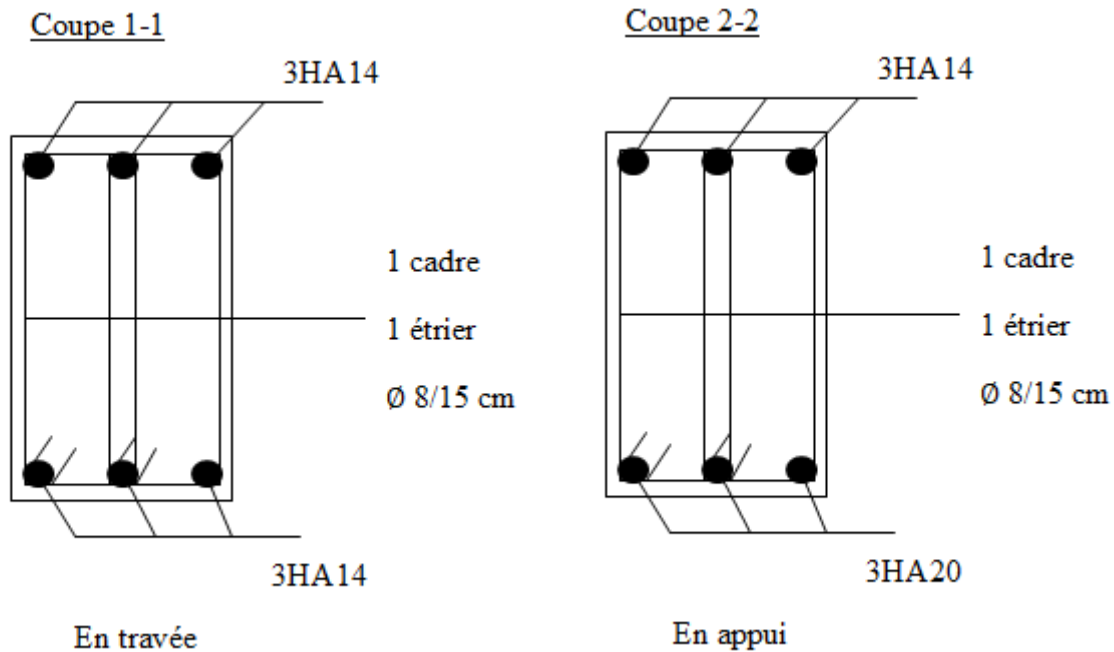


Fig VI.3 schéma de ferrailage transversal des poutres secondaires.

VI-4 Etude des voiles :

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement
- Voile périphérique du sous-sol.

Ferrailage des voiles de contreventement :

on devra disposer les ferrillages suivants:

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens, ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant. [RPA99/7.7.4]

☑ Condition du RPA99 (version 2003) 7.7.4.1 :

• Les armatures minimales :

- ✓ A chacune des extrémités du voile $\rightarrow A_v \geq 4HA10$.
- ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :
 - $A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$.
 - $A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v$.
 - $A'_v = \max (A_1; A_2)$.
- ✓ le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

- **Espacement des barres verticales :**

✓ $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante.

✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile.

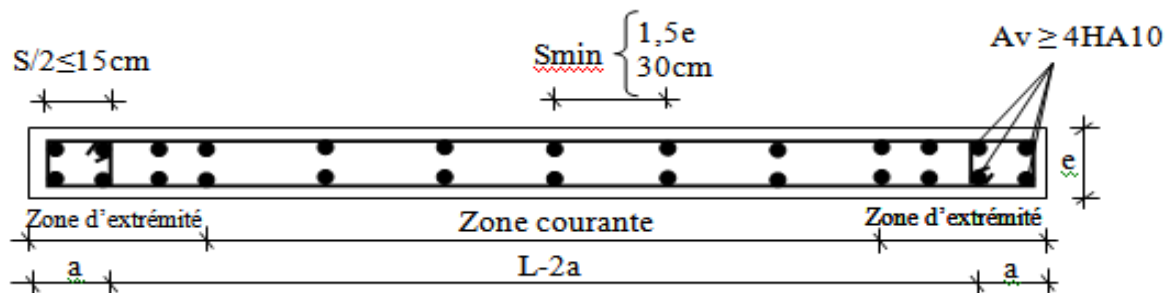
✓ Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

Alors on choisit :

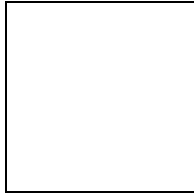
$S_t = 10$ cm en zone nodale.

$S_t = 20$ cm en zone courante.



figVI.4: disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Calcul des armatures horizontales :**



Exemple de calcul ; (Voile d'épaisseur 20 cm)

1- Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; h/250) = 2\text{cm.} \quad g$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \times 20}{306} ; 100 \right) \right] = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0,7 \times 266 = 186,2 \text{ cm.}$$

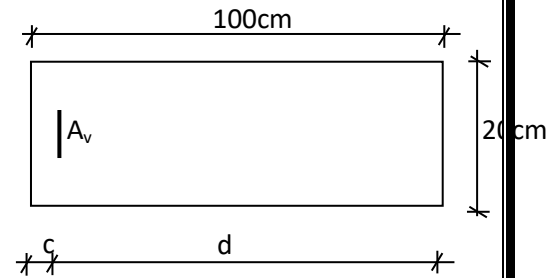
$$\lambda = 186,2 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 32,25$$

$\lambda = 32,25 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

$$\begin{cases} N_Z = 248,32 \text{ KN.} \\ M_x = 13,91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (b x h)
-calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{\text{corres}}}{N_{\text{Max}}} = \frac{13,91}{248,32} = 5,6 \text{ cm} < e_a = \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$



L'effort normal de compression se trouve a l'intérieure de la section

Vérification si la section est entièrement comprimée

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h > N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$1 = (0,337 \times h - 0,81 \times 0,1) \times 20 \times 1 \times 14,2$$

$$1 = 727040 \text{ KN.m}$$

$$2 = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 113,238 \text{ KN.m}$$

$$2 = 212,566 \text{ KN.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

2- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{113238}{14,2 \times 20 \times 90^2} = 0,1 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n existe pas .}$$

Détermination des armatures :

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,1)}) = 0,132$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,132 = 0,947$$

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

On a:

$$N_u = -A_s \sigma_s + M_{ua} / (d - (1 - 0,4\alpha))$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{d(1 - 0,4\alpha)} - N_u \right]$$

$$A_s = \frac{1}{348} \left[\frac{113238}{90 \times 0,947} - 2483,2 \right] = -3,32 < 0 \Rightarrow A = 0$$

A_s : section des armature calculée en flexion composée.

$A_{v \min}$: section d'armature minimale du RPA (version 2003) (art7.7.4.3).

$$A_{v \min} = 0,002.b.h$$

$$A_{\min} = 0,23b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les armatures des voiles plus défavorables en sens X-X :

voile	La largeur(m)	M(KN.m)	N(KN)	$A_{\text{calculé}}$	A_{min}	A_{RPA}	$A_{\text{adopté}}$
La plus défavorable	1,35	13,91	248,32	0	5,4	4,05	5HA14
La plus défavorable	2,3	4,76	347,64	0	9,2	6,9	5HA14
La plus défavorable	1,55	3,37	288,13	0	6,2	4,65	5HA14

Tableau VI.7: ferrailage de voile contreventement sens X-X.

Les armatures des voiles plus défavorables en sens Y-Y :

voile	La largeur(m)	M(KN.m)	N(KN)	$A_{\text{calculé}}$	A_{min}	A_{RPA}	$A_{\text{adopté}}$
La plus défavorable	1,65	14,73	219,64	0	6,6	4,95	5HA14
La plus défavorable	1,15	12,96	229,61	0	4,6	3,45	5HA14
La plus défavorable	2,95	1,4	218,87	0	11,8	8,85	2×5HA14

Tableau VI.8: ferrailage de voile contreventement sens Y-Y.

Vérification de L'effort tranchant :

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0.d} \quad (\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93})$$

Avec :

- T_{\max} : L'effort tranchant de calcul.
- b_0 : largeur de l'ame (mm).
- d : la hauteur utile de la poutre (mm).

La contrainte doit être au plus égale des deux valeurs :

$$\overline{\tau_b} = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

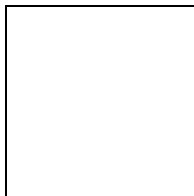
voile	La largeur(m)	T_{\max}	τ_b	$\bar{\tau}_b$	vérification
La plus défavorable	1,35	248,32	0,18	3,3	vérifiée
La plus défavorable	2,3	347,64	0,05	3,3	vérifiée
La plus défavorable	1,55	288,13	0,12	3,3	vérifiée

Tableau VI.9: vérification au cisaillement de voile contreventement sens X-X

voile	La largeur(m)	T_{\max}	τ_b	$\bar{\tau}_b$	vérification
La plus défavorable	1,65	219,64	0,24	3,3	vérifiée
La plus défavorable	1,15	229,61	0,16	3,3	vérifiée
La plus défavorable	2,95	218,87	0,01	3,3	vérifiée

Tableau VI.10: vérification au cisaillement de voile contreventement sens Y-Y

Calcul des armatures horizontales :



$$A_t \geq \frac{0,240}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 0,27 \text{ cm}$$

Choix : 2Ø8 → A = 1 cm²

VI-4 - Etude des voiles périphérique :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$

On adopte epaisseur $e = 25\text{ cm}$

- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)-les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

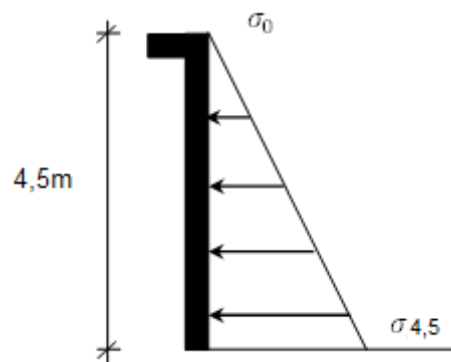


Fig. VI.5: contrainte de voile périphérique

- **Détermination des sollicitations :**

- a) **calcul de l'effort N :**

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 4,5 \times 0,20 = 0,9 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0,9 = 2250 \text{ Kg.}$$

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

$$N = 1,35 \times 2250 = 3037,5 \text{ daN}$$

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

$$N = P_{pr} = 3037,5 \text{ daN}$$

- b) **Calcul de la poussée des terres :**

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

K_p : Coefficient de poussée ;

K_q : Coefficient du aux surcharge ;

h : Hauteur du voile ;

γ : Masse volumique des terres et

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3}\varphi$; $\varphi=35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}$$

$$K_p = 0.247$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{450} = 0,247 \times 17 \times 4,5 = 18,9$$

$$q = \frac{18,9+0}{2} = 9,45$$

Combinaisons fondamentales :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_u = 1.35 \times 945 = 1275,75 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 1275,75 \text{ daN/m}_L.$$

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

$$q_s = 945 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1.00 = 945 \text{ daN/m}_L.$$

➤ **Etat limite ultime (E. L.U.) :**

$$M_u = 12,7575 \text{ KN}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12757,5}{14,2 \times 100 \times 22,5^2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

Détermination des armatures :

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,04)}) = 0,05$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,05 = 0,98$$

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

$$A = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12757,5}{348 \times 0,98 \times 22,5} = 1,66$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 25 = 2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min (3h_d ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- **Choix des armatures:**

$$5T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

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

$$M_s = 9,45 \text{ KN}$$

Tableau VI.11 : vérification à ELS des voiles périphériques.

vérification ELS	
M (daN.m)	945
A (cm²)	3,98
D(cm)	0,597
E(cm²)	19,10
Y₁(cm)	4,41
I(cm⁴)	2858,8707
K	0,33
σ_b (MPa)	1,46
σ_s (MPa)	57,371

Avec :

$$D = \frac{15.A}{b} ; E = 2 \cdot d \cdot D ; y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} ; I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 ; K = \frac{M^{Ser}}{I}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 ; \sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) ;$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

σ_s et σ_b sont vérifiées donc les armatures seront maintenues

⇒ les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

- Donc le ferrailage sera deux nappes, T10 espacés de 20cm pour le ferrailage vertical.
Et pour le ferrailage horizontal on adopte deux nappes de T10 espacés de 20 cm.

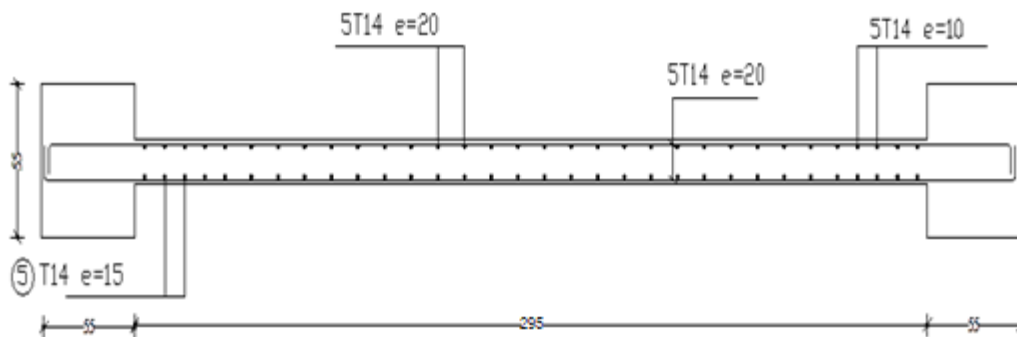
COUPE DE VOILE DE CONTREVENTEMENT ECH.: 1/20

Fig. VI.6: Dessin ferrailage de voile de contreventement

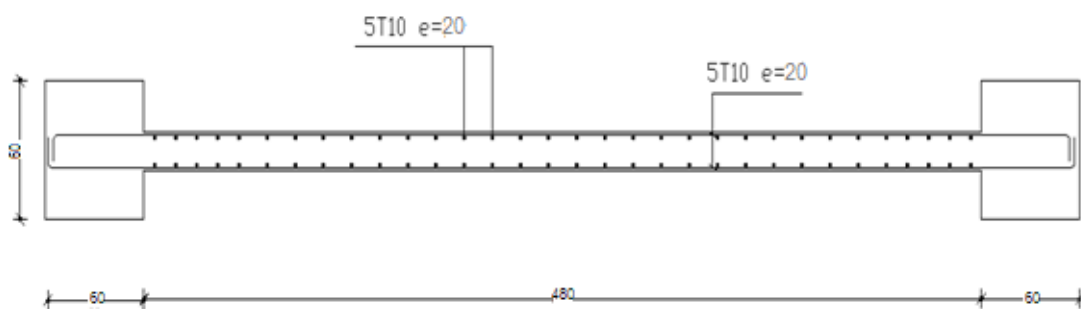
COUPE DE VOILE PERIPHERIQUE ECH.: 1/20

Fig. VI.7: Dessin ferrailage de voile périphérique

Chapitre VII

Etude de fondation

VII.1. Introduction :

Les fondations d'une structure sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

✚ Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Le raison économique et la facilité de réalisation.

VII.2. Pré dimensionnement des semelles :

Si on néglige les semelles filantes sous les voiles

Nous avons calculé la surface totale des semelles isolées sous le poteau le plus sollicité

La surface doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$)

Avec

N_{max} :est l'effort maximal a la base du poteau sous-sol le plus sollicité.

M_{max} :moment correspond.

$\overline{\sigma}_{sol}$:la contrainte du sol (2 bar).

$$N_{max} = 1375,78 \text{ KN}$$

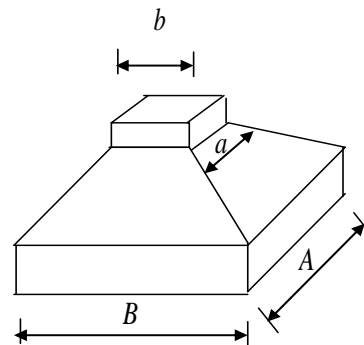
$$M_{max} = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad (a = b = 60\text{cm}) \rightarrow A = B$$

$$e_0 = \frac{M_{corres}}{N_{Max}} = \frac{4,57}{1735,78} = 0,26 \text{ cm}$$

Semelle de centre :

$$\begin{cases} \sigma_{sol} = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B \end{cases}$$

**Figure VII.1 :** Dimension d'une semelle isolée

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$N_{\max} = 1735,78 \text{ kN}$$

$$a = 60 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$A = \left(\frac{60}{60}\right) \cdot B \rightarrow A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1735,78}{200}} = 294,60 \text{ cm}$$

Nous avons 54 poteaux dans notre bâtiment donc la surface totale des fondations est :

$$S_{\text{tot}} = 54 \times (2,95 \times 2,95) = 469,94 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 23,5 \times 25,55 = 600,425 \text{ m}^2$$

$$S_s / S_b = \frac{469,94}{600,425} = 78\% \text{ de la surface du bâtiment}$$

donc la condition ($S_s / S_b < 50\%$) non vérifiée

alors le choix de radier général.

VII.3. Etude du radier général :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

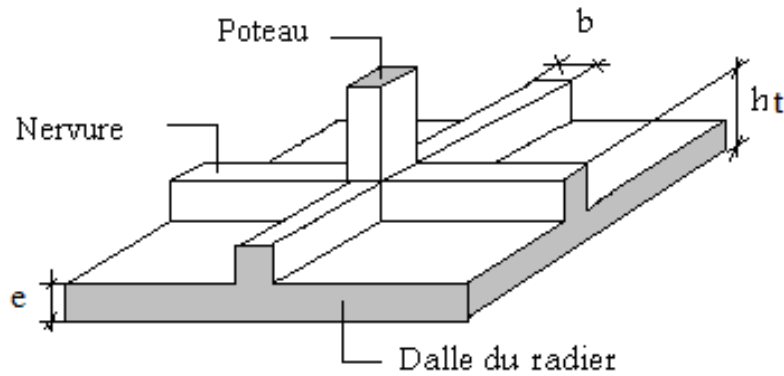


Figure VII.2 : radier nervuré

VII.3.1 Pré dimensionnement:

VII.3.1.1 Hauteur totale du radier :

Le pré dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous pression.

➤ Cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1) Condition forfaitaire
- 2) Condition de rigidité
- 3) Condition de non cisaillement
- 4) Condition de non poinçonnement

1) Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec:

L_{\max} : longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.80\text{m} \Rightarrow 60\text{ cm} \leq h_t \leq 96\text{ cm}$$

2) Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par : } L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne $K=40\text{MN/m}^3$

E : module d'élasticité du béton $E=3 \times 10^4 \text{ MPa}$;

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$);

B : largeur du radier.

Pour notre cas : L=4,8m.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4.8}{3.14}\right)^4} \Rightarrow h \geq 70 \text{ cm}$$

Calcul la surface minimal du radier :

La surface du radier déterminé en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{\sum N_u}{S_{min}} \leq \sigma_{sol}$$

$$S_{min} \geq \frac{\sum N_u}{\sigma_{sol}}$$

D'où

$$\sum N_u = 3923,84 \text{ T}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

Donc

$$S_{min} = 196,73 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $600,24 \text{ m}^2 > 196,73 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, nous avons prévu un débordement (D).

Calcul du D(débordement) :

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow D \geq \max\left(\frac{70}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow D \geq 40$$

D'où $S_r = S + 2 \times D (X+Y)$

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

X : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment.

$$S_r = 639,67 \text{ m}^2$$

3) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \rightarrow h \geq \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,52 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec : τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : Effort tranchant maximum.

La valeur de l'effort tranchant par unité de longueur sur le contour de la dalle, est évaluée pour :

Charges uniformément répartie : $\alpha = 4,5/4,8 = 0,94 \geq 0,4$

$$T_x = \frac{q^u_{\max} \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \quad \text{et} \quad T_y = \frac{q^u_{\max} \times L_x}{3}$$

Calcul de q^u :

Le poids de superstructure : $G = 3923,84 \text{ tonnes} = 3923840 \text{ daN}$

$$q^u = 1,35 \frac{G}{S} + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 6134,2 + 1,5 \times 500 = 12031,17 \text{ daN/m}^2$$

$$T_x = 18415 \text{ daN} ; \quad T_y = 18046,8 \text{ daN.} \quad \Rightarrow \quad T_{\max} = 18415 \text{ daN}$$

$$\frac{18415}{0,9 \times 1 \times 1,52 \times 10^3} = 0,82 \rightarrow h \geq 82 \text{ cm}$$

Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow (*)$$

Avec :

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'état limite ultime.

Pour notre structure, $N_{u \max} = 1735,78 \text{ KN}$ (Valeur tirée du fichier résultat Robot 2020)

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier. ; h : Epaisseur du radier

$$\mu_c = 2 \times (a_1 + b_1) \quad \text{D'où } [a_1 = a + h_r] \text{ et } [b_1 = b + h_r]$$

$$\text{Donc : } \mu_c = 2 \times (a + b + 2 \times h) \quad a = 60 \text{ cm et } b = 60 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 4 a'$$

$$\text{avec : } a' = a + h$$

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0,6 + h) = 2,4 + 4h$$

(*) devient :

$$2,35h + 3,9h^2 - 1,736 \geq 0$$

Pour satisfaire les 4 conditions précédentes, on prendra une hauteur du radier égale 1.20 m.

VII.3.1.2 l'épaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

L : la plus grande portée entre axes des poteaux.

On prendra donc : e = 40 cm

VII.3.1.3 la hauteur des nervures :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

On prend h = 80 cm

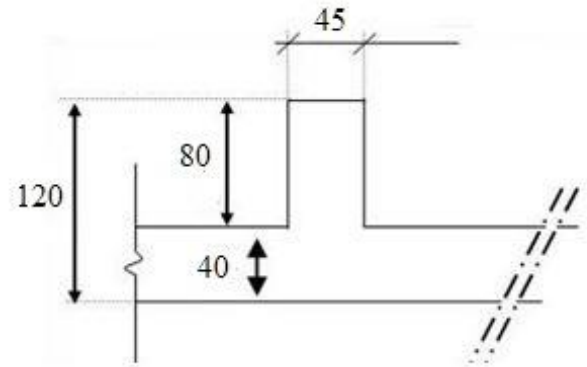


Figure VII.3 : Dimensions du radier

✓ Donc le radier va déborder de **100 cm** de chaque côté.

VII.3.1.4 Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types des poutres apparentes :

Poutres principales et Poutres secondaires.

➤ Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

Hauteur de la poutre libage	$L / 9 \leq ht \leq L / 6$
Largeur b_1 d'une section rectangulaire	0,3h à 0,6h
Largeur b_0 d'une section en Té	0,2 à 0,4h

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L - b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

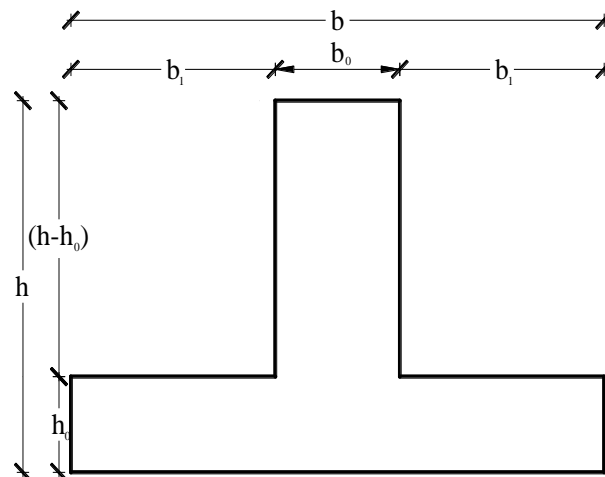


Figure VII.4 : Dimensions des poutres libage.

Tableau VII.1 : Dimensions des poutres.

	h (cm)	h ₀ (cm)	b ₀ (cm)	b ₁ (cm)	b (cm)
Poutres principales	120	40	45	45	135
Poutres secondaires	120	40	45	40	125

VII.3.2 Vérification de l'effet de sous pression :

Il faut vérifier le soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique. Cette vérification est donnée par la formule suivante :

$$P \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec : P : le poids du bâtiment

S : la surface d'assise du bâtiment

Z : l'ancrage du bâtiment

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 10 \text{KN}/\text{m}^3$
structure

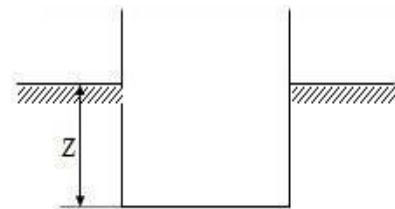


Figure VII.5 : Enclavage de structure

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 639,67 \times 10 \times 4,5 = 43117,725 \text{ KN}$$

$P = 392384,5 \text{ KN} > 43117,25 \text{ KN}$ Condition vérifié (Structure stable)

VII.3.3 Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 : $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$ Avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismiques.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de sous-sol de la structure.

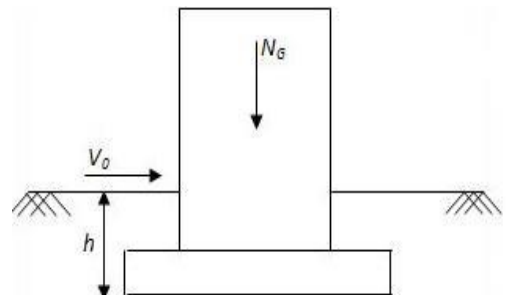


Figure VII.6 : schéma statique du bâtiment

Sens x-x:

$$V_0 = 2280,14 \text{ kN} ; h = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 10260,63 \text{ kN.m}$$

$$N = N_G + N_Q$$

$$\text{Avec: } N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

- N_{G1} : Poids propre de la structure.
- N_{G2} : Poids propre du radier.
- N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.
- $I_{XX} = I_{yy} = 32471,86 \text{ m}^4$
- $V_x = 11,90 \text{ m} ; V_y = 12,40 \text{ m} \rightarrow$ (abscisse du centre de gravité du radier)

$$\text{On a: } N_{G1} = 392384,5 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 639,67 \times 0,90 = 14392,575 \text{ kN}$$

$$N_Q = 3198,35 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } N = 409975,43 \text{ kN}$$

$$M_s = N \cdot y_G = 409975,43 \times 12,40 = 5083695,27 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 49,5 > 1,5 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens y-y:

$$V_0 = 2320,65 \text{ kN} ; h = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 10442,925 \text{ kNm}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 409975,43 \times 11,90 = 4878707,62 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 46,72 > 1,5 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion:

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VII.3.4 Vérification des contraintes du sol :

Sous les charges horizontales (forces sismiques), il y a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal à:

- ELU
- ELS

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v < \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Et } \sigma_2 > 0$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure.

➤ **ELU:**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 24227,50 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VII.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_m (kN/m ²)
Sens x-x	38,1	37,69	37,99
Sens y-y	38	37	37,55
Vérification	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5 \sigma_{\text{sol}}$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\sigma_m < \sigma_{\text{sol}}$

➤ **ELS:**

$$N_{\text{ser}} = 17590,93 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VII.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_m (kN/m ²)
Sens x-x	27,69	27,31	27,60
Sens y-y	27,68	27,32	27,59
Vérification	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5 \sigma_{\text{sol}}$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\sigma_m < \sigma_{\text{sol}}$

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc y a pas de risque de soulèvement.

VII.3.5 Ferrailage de la dalle du radier :

VII.3.5.1 Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. (voir chapitre III : dalle pleine)

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

VII.3.5.2 Valeur de la pression sous radier:

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes:

ELU: $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 37,99 \text{ KN/m}$

ELS: $q_s = \sigma_m^s \cdot 1m = 27,60$

VII.3.5.3 Calcul des moments

Tableau VII.4 : Calcul des moments à E.L.U.

	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_{ax} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_{ay} (kNm)
P.I	4.5	4.8	0.94	0,042	0,786	37,99	32,31	24,23	16,16	25,40	19,05	12,7
P. R	3,35	4,8	0,7	0,068	0,253	37,99	29	24,65	8,7	7,34	6,24	3,67

Tableau VII.5 : Calcul des moments à E.L.S.

	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_{ax} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_{ay} (kNm)
P.I	4.5	4.8	0,94	0,042	0,786	27,60	23,48	17,61	11,74	18,46	13,85	9,23
P.R	3.35	4.8	0.7	0,068	0,253	27,60	21,1	17,94	10,55	5,34	4,96	2,92

Calcul de l'enrobage :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} ; \text{ Avec } h_d = 50\text{cm} \rightarrow \phi_{\max} \leq 50/10 = 5\text{cm}$$

Donc : on prendra $\phi = 16\text{mm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

On prendra $\phi = 16\text{mm}$

Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 45 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 43 \text{ cm}$$

Armatures minimales (Condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:

$$A_{\min} = 0,0008.b.h \rightarrow 0,0008 \times 50 \times 100 = 4,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,2\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=50\text{cm}$; $d_x=45 \text{ cm}$; $d_y=43 \text{ cm}$

Tableau VII.6 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des sections des armatures à ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M (KN.m)	24,23	16,16	19,05	12,7
A_{cal} (cm²)	1,61	1,06	1,32	0,86
A_{min}(cm²)	4,00			
A_{adpt}(cm²)	7,70			

Tableau VII.7 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et vérifications à ELS

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M (KN.m)	17,61	11,74	13,85	9,23
A (cm²)	7,70			
D(cm)	1.55		1.15	
E(cm²)	103.95		99.33	
Y₁(cm)	9.10		8.88	
I(cm⁴)	173976,55		157803,04	
K	0,10	0,07	0,09	0,06
σ_b (MPa)	0,91	0,637	0,8	0,533
σ_s(MPa)	53,85	37,7	46,062	30,71

Avec :

$$D = \frac{15.A}{b} ; E = 2.d.D ; y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} ; I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15.A.(d - y_1)^2 ; K = \frac{M^{Ser}}{I}$$

$$\sigma_b = K.y_1 ; \sigma_s = 15.K.(d - y_1) ;$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63MPa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

σ_s et σ_b sont vérifiées donc les armatures seront maintenues

Choix des armatures

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3h ; 33cm) = \min(3 \times 50 ; 33cm) = 33cm$

En travée : Sens x : 5 T 14 /ml → A = 7,70 cm²/ml

Sens y : 5 T 14 /ml → A = 7,70 cm²/ml

En appuis : Sens x : 5 T 14 /ml → A = 7,70 cm²/ml

Sens y : 5 T 14 /ml → A = 7,70 cm²/ml

(T14 → 20cm)

VII.3.6 Ferrailage des débords:

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=1\text{ m}$, le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m à l'ELU.

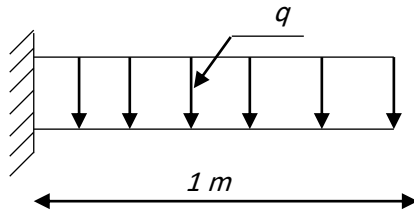


Fig. VII.7 : Schéma statique

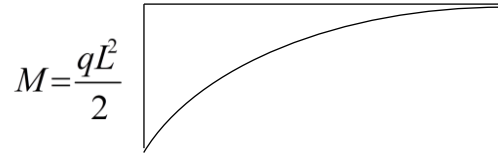


Fig. VII.8 : Diagramme des moments

VII.3.6.1 Calcul des armatures :

On a :

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,2\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=50\text{cm}$$

$$d=0,9h=45\text{ cm} ; q_u=37,99\text{kN/ml}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	β	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
	19	0.006	0,007	0.997	1,22	5T14	7,70

Tableau VII.8 : Ferrailage des débords

Armatures de répartition:

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

On prend 5T10 = 3.93cm, $S_t=20\text{ cm}$

Condition de non fragilité:

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43\text{cm}^2$$

Vérification des contraintes à l'ELS:

On a: $q_{\text{ser}}=27,60\text{ kN/ml}$;

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VII.9 : Vérification des contraintes pour le débord

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
13,8	7,70	9.10	173976,55	0,91	15	53,85	201,63	OK

Vérification de la contrainte tangentielle du béton:

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 2,5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

$$T_u = q_u \times L = 37,99 \times 1 = 37,99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{37990}{1000 \cdot 45} = 0,84 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } b_0 = 100 \text{ cm} \quad ; \quad a = 0,9d = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$$

$$T_u = 0,037 \text{ MN} < 2,70 \text{ MN}$$

- Pas d'influence de l'effort tranchant

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures**longitudinales inférieure:**

$$A \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(37990 - \frac{1900}{0,9 \times 0,45} \right) \times \left(\frac{1,15}{400 \times 10^2} \right) = 0,96 < 7,7$$

- Condition vérifiée, alors les armatures en appuis sont suffisantes.

VII.3.7 : Ferrailage des poutres :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

• **Poutres principales :**

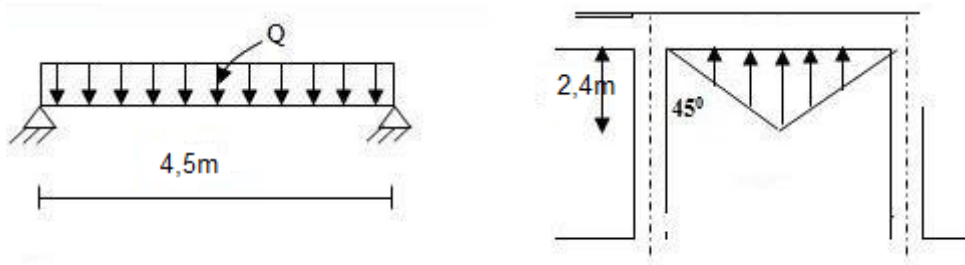


Fig.VII.9 : schéma statique et distribution des charges sur les poutres principales

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \cdot \left(\frac{l_y + (l_y - l_x)}{2} \right) \cdot \frac{l_x}{2} \right] \cdot \frac{2}{l_y}$$

$q_u = 90,82 \text{ kN/m}$; $q_{ser} = 65,98 \text{ kN/m}$

$M_{max}^u = 261,56 \text{ KN.m}$; $M_a^u = 78,47 \text{ KN.m}$; $M_t^u = 222,326 \text{ KN.m}$

$M_{max}^{ser} = 187,2 \text{ KN.m}$; $M_a^{ser} = 56,16 \text{ KN.m}$; $M_t^{ser} = 159,12 \text{ KN.m}$

$T = q_u \times L/2 = 217,97 \text{ KN}$

• **Poutres secondaires :**

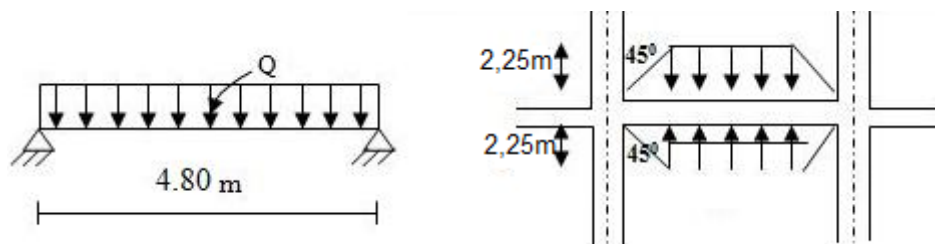


Fig.VII.10 : schéma statique et distribution des charges sur les poutres secondaires

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \cdot \left(\frac{l_x}{2} \right)^2 \right] \cdot \frac{2}{l_x}$$

$q_u = 85,48 \text{ kN/m}$; $q_{ser} = 62,1 \text{ kN/m}$

$$M_{\max}^u = 216,37 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^u = 64,911 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_t^u = 183,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^{\text{ser}} = 157,19 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\text{ser}} = 47,157 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_t^{\text{ser}} = 133,61 \text{ KN.m}$$

$$T = q_u \times L/2 = 192,33 \text{ KN}$$

VII.3.7.1: Calcul des armatures longitudinales :

Tableau VII.10 : Calcul des armatures longitudinales pour poutres principale et secondaire

	E.L.U			
	Poutre secondaire		Poutre principale	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M [KN.m]	183,91	64,911	222,326	78,47
A_{cal} (cm²)	4,95	1,74	6,01	2,1
A_{min} (cm²)	17,36	6,25	18,75	6,25
Choix	6HA20	4HA16	6HA20	4HA16
A_{adpt} (cm²)	18,85	8,04	18,85	8,04

Tableau VII.11 : moments fléchissant et vérifications à ELS pour poutre principal

secondaire

	Poutre principal		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M (KN.m)	159,12	56,16	133,61	47,157
A (cm²)	18,85	8,04	18,85	8,04
D(cm)	2,09	2,68	2,26	2,68
E(cm²)	481,72	616,4	520,26	616,40
Y₁(cm)	19,95	22,29	20,66	22,30
I(cm⁴)	2911812,29	1202694,2	2883919,37	1202694,2
K	0,05	0,046	0,046	0,039
σ_b (MPa)	1	1,03	0,95	0,87
σ_s (MPa)	18,79	15,67	16,79	13,28

Avec : Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63\text{MPa} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Donc les contraintes sont vérifiées

VII.3.7.2: Armatures transversales :

➤ Poutre principale:

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Selon BAEL91/A.5.1,211 :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{0,21}{1,35 \times 1,15} = 0,14\text{MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

- ✓ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

La section du béton doit vérifier :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } b_0 = 45\text{cm} \quad ; \quad a = 0,9d = 0,9 \times 115 = 103,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MN} < 3,10 \text{ MN}$$

- ✓ Pas d'influence de l'effort tranchant

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Selon les règles B.A.E.L. 91 :

➤ Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_L\right)$$

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{120}{35} ; \frac{135}{10} ; 1,6\right)$$

$$\Rightarrow \varnothing_t \leq 1,6\text{cm}$$

On prendra : $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$. → De nuance d'Acier FeE 400

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times t_1} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$A=90^\circ$ (armatures perpendiculaires) $\Rightarrow \cos \alpha = 0$; $\sin \alpha = 1$

Donc :

$$t_1 = \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = -48,12 \text{ cm} \rightarrow \text{Valeur rejetée}$$

$$t_2 \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$t_3 \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{3,14 \times 400}{0,4 \times 45} = 69,77 \text{ cm}$$

Selon le RPA99/Version 2003 :

Zone nodale :

$$s \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset\right) = 19,2$$

Zone courante :

$$s \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times s \times b = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,7 \text{ cm}^2$$

➔ On prendra : 4T10 ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$) espacées de : 20 cm pour la zone courante et 15 cm pour la zone nodale.

➤ **Poutre secondaire:**

• **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Selon BAEL91/A.5.1,211 :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{0,19}{1,25 \times 1,15} = 0,13 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

✓ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

• **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

La section du béton doit vérifier :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $b_0 = 45\text{cm}$; $a = 0,9d = 0,9 \times 115 = 103,5\text{ cm}$

$$\tau_u = 0,26\text{ MN} < 3,10\text{ MN}$$

✓ Pas d'influence de l'effort tranchant

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Selon les règles B.A.E.L. 91 :

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_L \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{120}{35} ; \frac{125}{10} ; 1,6 \right)$$

$$\Rightarrow \varnothing_t \leq 1,6\text{cm}$$

On prendra : $\varnothing_t = 10\text{ mm}$. → De nuance d'Acier FeE 400

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times t_1} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$A=90^\circ$ (armatures perpendiculaires) $\Rightarrow \cos \alpha = 0$; $\sin \alpha = 1$

Donc :

$$t_1 = \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = -42,37\text{cm} \rightarrow \text{Valeur rejetée}$$

$$t_2 \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$t_3 \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{3,14 \times 400}{0,4 \times 45} = 69,77\text{cm}$$

Selon le RPA99/Version 2003 :

Zone nodale :

$$s \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = 19,2$$

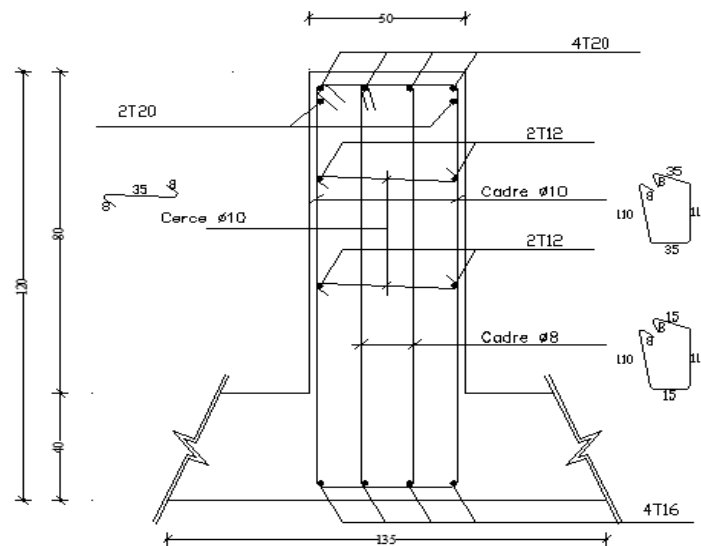
Zone courante :

$$s \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times s \times b = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,7 \text{ cm}^2$$

On prendra : 4T10 ($A_t = 3,14\text{cm}^2$) espacées de : 20 cm pour la zone courante et 15 cm pour la zone nodale.

COUPE:EN TRAVEE ECH.: 1/10



COUPE:EN APPUI ECH.: 1/10

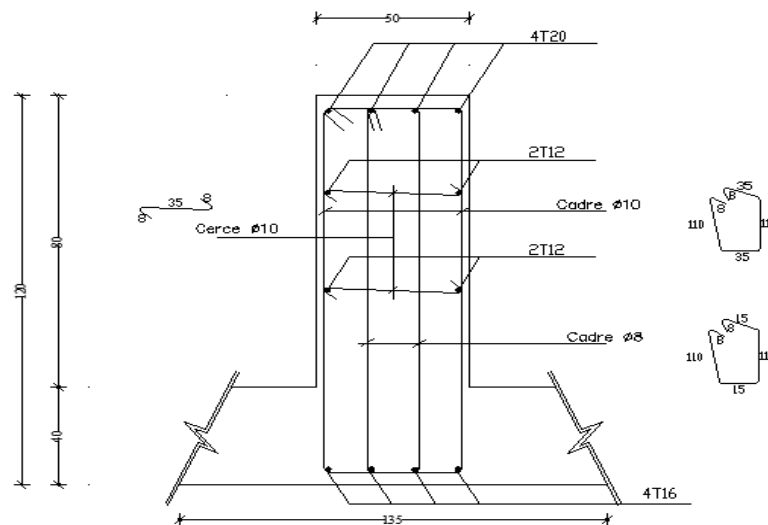


Fig.VII.11 : Dessin ferrailage des poutres principales de radier

COUPE:EN APPUI ECH.: 1/10

COUPE:EN TRAVEE ECH.: 1/10

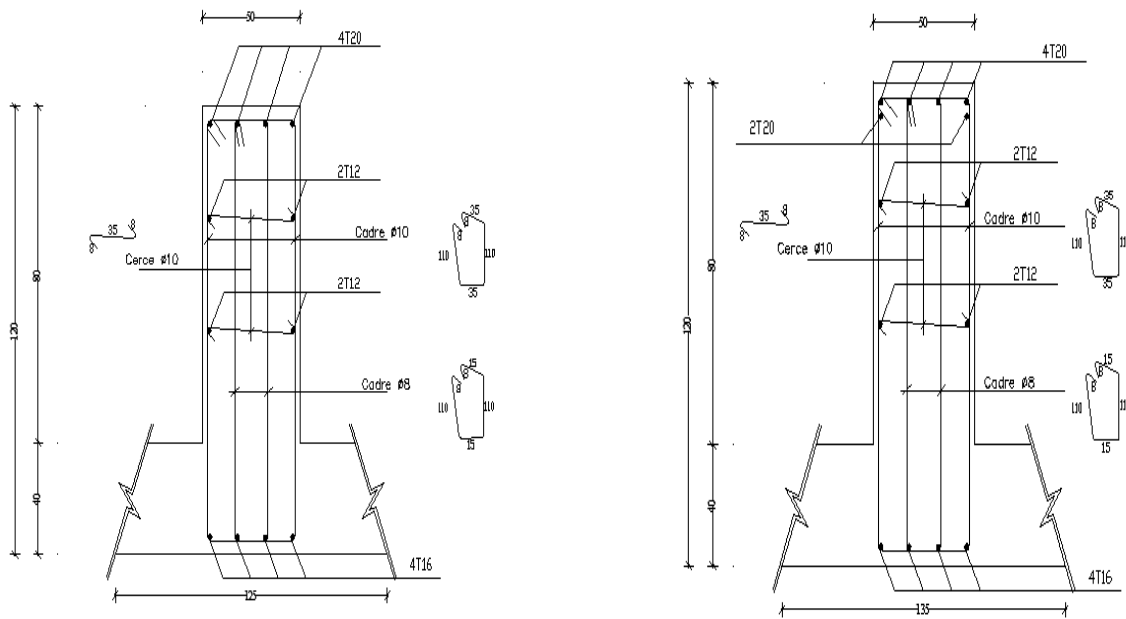


Fig.VII.12 : Dessin ferrailage des poutres secondaires de radier

Coupe : A-A Ech : 1/25

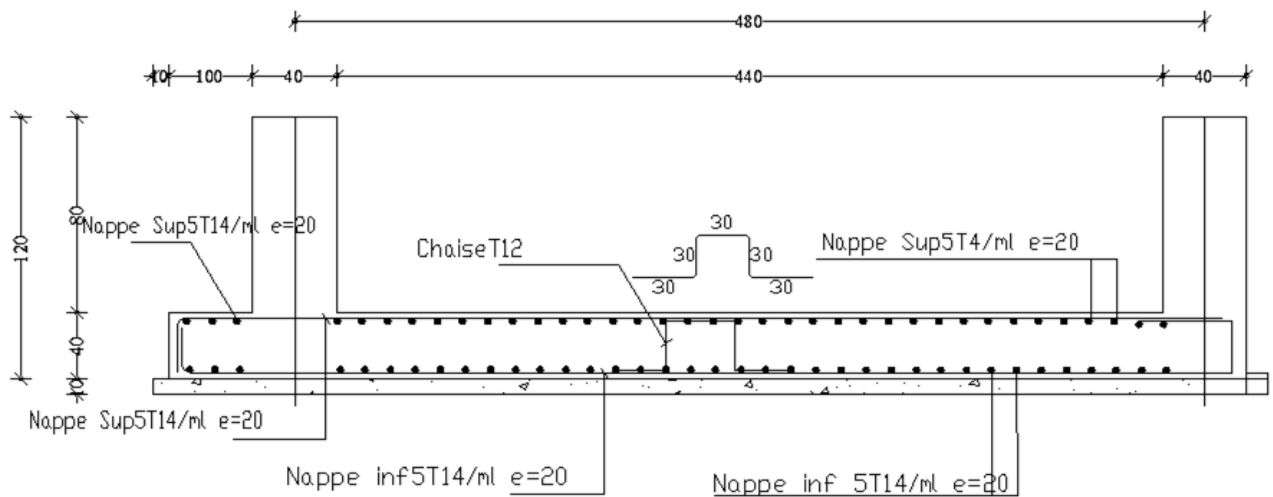


Fig.VII.13 : Dessin ferrailage de la dalle et le débord de radier

Conclusion :

Ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique les informations théorique acquises pendant notre cycle de formation master, Ainsi d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul comme le robot.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment.

Cette étude nous a permis d'un autre coté que le rôle de l'ingénieur en structure dans la construction d'un bâtiment est fondamental, il doit maitriser la gestion de projet de bien analyser et calculer les éléments de la structure de manière qu'cette dernière doit être satisfaite à tous les exigences sécuritaires pour assurer leur stabilité et leur durabilité.

Bibliographie

- ❖ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93
- ❖ <<D.T.R-B.C2-41>>.
- ❖ Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C22.
- ❖ Règles parasismiques RPA99 <<version 2003>>.
- ❖ Cours des années précédentes.
- ❖ Thèses des années précédentes.

Logiciels

- ❖ Robot structural analysis.
- ❖ AUTOCAD.
- ❖ EXCEL.
- ❖ WORD

