

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

KEDDARI NOUREDDINE

Sujet du mémoire

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+4) implanté à Tiaret

Soutenu publiquement ledevant le jury composé de :

Mr, A.B.BENYAMINA

Président

Mr, G.ABADA

Rapporteur

Mr, M. MIMOUNI

Examineur

Mr, D.I.KLOUCHE

Examineur

PROMOTION : 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

إهداء



" بسم الله الرحمن الرحيم "

أحمدك ربي حمدا يليق بجلال وجهك و عظيم سلطانك.

و أزكى صلاة و أطيب سلام عليك يا سيدي يا رسول الله

اهدي هذا العمل المتواضع إلى قرة عيني و سبب وجودي أمي خيرة

و أبي الحاج عيسى ربي يرحمه

إلى مدرسة الحياة التي علمتني الحياة و إلى كل من علمني فيها حرفا

إلى كل المخلصين في طلب العلم

والى الزوجة الغالية و ابنتاي بخته وتسليم

وإلى الأخوة لطرش، أمحمد، بلقاسم، العربي، قدور، احمد، محمد، عبد القادر

وإلى كل من يحمل لقب قداري ولقب كشنة

وإلى أعمامي وعماتي و أخوالي و خلاتي وأبنائهم دون استثناء

و إلى كل رفقائي في الهيئة الوطنية لمراقبة البناء(etc)

والى اعز صديق عندي بوعدة نور الدين

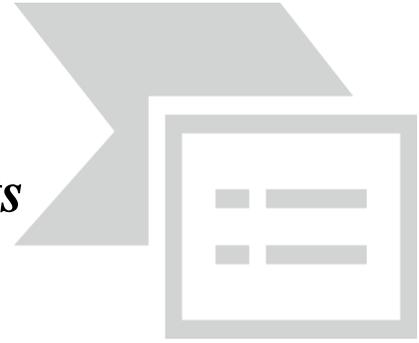
وكل طلبة الهندسة المدنية



قداري

نور الدين

Remerciements



Tout d'abord, je tiens à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je tiens à adresser mes plus vifs remerciements à l'ensemble du jury qui nous honoré par leur présence et particulièrement mon Promoteur Mr : G.ABADA pour les orientations et les conseils qu'il a su me prodiguer durant l'évolution de mon projet.

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de mon profond Respect pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

Mes remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin m'a apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

KEDDARI

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé constitué d'un RDC plus (04) étages implanté à TIARET. Cette région est classée comme une zone de faible sismicité (Zone I) selon le **RPA.99 modifié 2003**.

Le pré-dimensionnement des éléments de la structure a été fait conformément aux règlements de calcul à savoir le BAEL 91 et LE RPA99.

Pour l'analyse sismique de la structure nous avons utilisé le logiciel **Etabs V9.7** compte tenu de ses avantages et surtout sa rapidité d'exécution.

Pour l'étude de l'infrastructure nous avons opté pour des semelles isolées.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, analyse sismique, infrastructure

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى من الخرسانة المسلحة يتكون من طابق أرضي فوق (04) طوابق يقع في مدينة تيارت تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة منخفضة الزلازل (المنطقة الأولى)

تم إجراء الأبعاد المسبقة لعناصر الهيكل وفقاً للوائح الحساب وهي

BAEL 91 و LE RPA99.

بالنسبة للتحليل الزلزالي للهيكل ، استخدمنا برنامج

Etabs V9.7

نظراً لمزاياه وخاصة سرعة تنفيذ

لدراسة البنية التحتية اخترنا الاساسات المعزولة

الكلمات المفتاحية: البناء ، الخرسانة المسلحة ، التحليل الزلزالي ، البنية التحتية

Abstract

This project presents a detailed study of a reinforced concrete building consisting of a ground floor over (04) floors located in TIARET. This region is classified as a zone of low seismicity (Zone I) according to RPA.99 amended 2003.

The pre-dimensioning of the elements of the structure was made in accordance with the calculation regulations namely BAEL 91 and LE RPA99.

For the seismic analysis of the structure we used the Etabs V9.7 software given its advantages and especially its speed of execution.

For the study of the infrastructure we opted for insulated footings.

Keywords: Building, Reinforced concrete, seismic analysis, infrastructure.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Vue en plan d'étage courant	2
Figure II.1 : Section d'une poutre.....	10
Figure II.2 : Dimensions d'un panneau de dalle.....	11
Figure II.3 : Plancher à corps creux.....	12
Figure II.4: marche et contre marche.....	13.
Figure II.5 : vue en plan d'un escalier.....	14
Figure II.6 : Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux	15
Figure II.7 : Disposition des matériaux pour une dalle pleine	15
Figure II.8 : Disposition des matériaux pour la dalle pleine de la toiture	15
Figure II.9 : Disposition des matériaux pour plancher a corps creux de la toiture	15
Figure II.10 : La section réduite du poteau.....	18
Figure II.11 : Les charges verticales agissant sur le poteau.....	18
Figure II.12 : Les charges verticales agissant sur le poteau.....	20
Figure III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	25
Figure III.2 : Dimensions des poutrelles.....	26
Figure III.3 : Section d'une poutrelle.....	26
Figure III.4: Définition des moments.....	28
Figure III.5 : Moments sur appuis intermédiaires.....	29
Figure III.6 : Représentation de la méthode de Caquot.	30
Figure III.7 : Schéma statique d'une poutre continue.....	30
Figure III.8 : Les différents types de poutrelles.....	31
Figure III.9 : Poutrelles de 1er type.....	32
Figure III.10 : Poutrelles de 2ème type.....	34
Figure III.10 : Types de dalle pleine.....	36
Figure III.11: Panneau de dalle	37
Figure IV.1 : Schéma statique de la paillasse.....	44
Figure IV.2 : Ferrailage d'escalier.....	48
Figure IV.3 : Schéma statique et dimensions de l'acrotère.....	49
Figure IV.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	53
Figure IV.5 : Dessin et schéma statique du balcon.....	53
Figure IV.6: Ferrailage de balcon.....	55
Figure V.1: Vue en 3D de la structure.....	58
Figure V.2 : 1èr mode de translation suivant X.....	65
Figure V.3 : 2ème mode de translation suivant Y.....	65
Figure V.4 : 3ème mode de rotation autour de Z.....	66
Figure VI.1 : Noyau central des sections rectangulaire et circulaire.....	71
Figure VI.2 : Zone nodale.....	73
Figure VI.3 : Espacement des armatures longitudinales.....	74
Figure VI.4 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	75
Figure VI.5 : Ferrailage des poteaux.....	79
Figure VI.6 : Ferrailages des poutres.....	85
Figure VII.1 : Semelle isolée.....	87
Figure VII.2 : Semelle rectangulaire soumise à un effort normal et à un moment. Diagramme de contraintes trapézoïdal.....	89
Figure VII.2 : Dessin de ferrailage de la semelle de centre.....	92

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation du projet	
Tableau I.1. Matériaux de construction (1).....	4
Tableau I.2. Caractéristique du béton (2).....	7
Tableau I.3. Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques...8	
Chapitre II : Pré dimensionnement	
Tableau II.1 : Les dimensions des poutres.....	10
Tableau II.2 : Pré dimensionnement d'une dalle pleine.....	11
Tableau II.3 : L'épaisseur de la dalle pleine.....	12
Tableau II.4 : Pré dimensionnement d'escalier.....	14
Tableau II.5 : Charges d'exploitation.....	17
Tableau II.6 : valeurs des charges par étage.....	21
Tableau II.7 : Section des poteaux.....	23
Chapitre III : Etude des planchers	
Tableau III.1 : Ferrailage de la poutrelle.....	35.
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	38.
Tableau III.3. Tableau récapitulatif du ferrailage.....	41
Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux	
Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif de ferrailage.....	48
Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage.....	55
Chapitre V : Etude sismique	
Tableau V.1: Valeurs des pénalités P_q	60
Tableau V.2 : Périodes et taux de participation.....	64
Tableau V.3 : L'effort tranchant sismique à la base donné par ETABS...66	
Tableau V.4 : Vérifications de l'effort tranchant à la base.....	67
Tableau V.5. Vérification de l'effet P-D.....	68
Chapitre VI : Etude de portique	
Tableau VI.1 Les sollicitations de calcul.....	76
Tableau VI.2: Choix du ferrailage des poteaux.....	79
Tableau VI.3 Tableau récapitulatif des sollicitations.....	81
Tableau VI.4 : Choix du ferrailage des poutres	85
Tableau VII.1 sont extraites du logiciel ETABS.....	87

LISTE DES NOTATIONS

A' :	Aire d'une section d'acier comprimée
A :	Aire d'une section d'acier tendue.
A_t :	Aire d'une section d'acier transversale.
B :	Aire d'une section de béton comprimée.
B_o :	Aire d'une section homogène.
E_i :	Module de déformation instantanée du béton.
E_v :	Module de déformation différée du béton.
E_s :	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
M_u :	Moment ultime.
M_{ser} :	Moment de service.
T_u :	Effort tranchant ultime.
a, b :	Dimensions transversales d'un poteau.
b, h :	Dimensions transversales d'une poutre.
h_o :	Hauteur de la table de compression
d :	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
f_{c28} :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
f_{t28} :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
f_e :	Limite élastique de l'acier.
L_f :	Longueur de flambement.
n :	Coefficient d'équivalence acier – béton.
L_x :	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
L_y :	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
B_r :	Section réduite du poteau.
M :	Moment résistant de la table (section en T _e).
M_o :	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
M_t :	Moment fléchissant maximal en travée
M_a :	Moment fléchissant maximal en appui.
N_u :	Effort normal ultime
N_{ser} :	Effort normal de service
I_o :	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène
I_f :	Moment d'inertie fictif
F :	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G :	Charge permanente
P :	Surcharge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u :	Chargement ultime
q_{ser} :	Chargement de service
Δf_t :	Flèche totale
L :	Portée de la travée
δ_t :	Espacement des armatures transversales
α :	Coefficient sans dimension rapport $\frac{y}{d}$
γ_b :	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
γ_s :	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier

η :	Coefficient de fissuration relatif à une armature
λ :	Elancement mécanique d'une pièce.
μ :	Moment réduit ultime (sans dimensions)
ρ :	Rapport entre deux dimensions $\frac{L_x}{L_y}$
σ_b :	Contrainte de compression du béton
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier
τ_u :	Contrainte tangentielle conventionnelle.
ν	Coefficient de Poisson

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation du projet

I-1. Introduction	1
I-2. Conception de la structure	2
I.2.1. Superstructure.....	2
I.2.2. Infrastructure	3
I.2.3. Matériaux de construction	4

CHAPITRE II : pré dimensionnement des éléments de la structure

II.1. Pré dimensionnement des poutres	10
II.2. Pré dimensionnement des planchers	11
II.2.1. Dalle pleine.....	11
II.2.2. Plancher à corps creux.....	11
II.2.3 Les escaliers.....	13
II.3. Descente de charges.....	15
II.4. Pré dimensionnement des poteaux	17

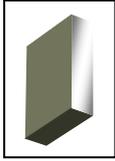
CHAPITRE III : Etude des planchers

III.1. Introduction	25
III.2. Plancher à corps creux	25
III.2.1. pré dimensionnement des poutrelles	26
III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression.....	27
III.2.3. Etude des poutrelles	28
III.3. Dalle pleine	35
III.3.1. Méthode de calcul	35
III.3.2. Evaluation des moments	36

CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

IV.1. Les escaliers	44
IV.1.1. Définition	44
IV.1.2. classification des escaliers	44

IV.1.3. Etude d'un escalier	45
IV.1.4. Calcul du ferrailage	48
IV.1.5. Vérification de la condition de cisaillement	48
IV.1.6. vérification de la flèche	48
IV.2. Etude de l'acrotère	49
IV.2.1. Définition	49
IV.2.2. Etude de ferrailage	49
IV.3. les balcons	53
IV.4. Poutre de chaînage	54
CHAPITRE V: Etude sismique	
V.1. Introduction	57
V.2. Méthode de calcul	57
V.2.1. méthode statique équivalente	57
V.2.2. méthodes dynamiques.....	58
V.2.3.Vérification des déplacements relatifs des étages	58
CHAPITRE VI: Etude des portiques	
VI.1. Les poteaux	71
VI.1.1. Définition	71
VI.1.2. Le ferrailage	72
VI.1.3. Poteau rectangulaire.....	75
VI.1.4. Poteau circulaire	76
VI.2. Les poutres	80
VI.2.1. Introduction	80
VI.2.2. Le ferrailage.....	80
VI.2.3. Exemple de calcul	81
VII-CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure	
VIII.1. Introduction	87
VIII.2. conclusion des fondations.	87
Conclusion.....	94
Référence bibliographique.....	95



Présentation du projet

I-1. Introduction:

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage d'habitation. Il sera implanté à "TIARET", qui est considéré comme une zone de faible sismicité (zone I), selon la carte de zonage sismique le RPA99 version 2003 et sera classé suivant son utilisation comme étant du groupe 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne).

Notre bâtiment est de forme régulière en plan constitué du Rez-de-chaussée et de quatre étages à usage d'habitation.

Les étages à usage d'habitation sont constitués de 04 appartements sur chaque étage, avec une cage d'escalier pour la relation entre les niveaux.

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit:

1. Dimensions en élévation:

- La hauteur de chaque niveau d'habitation est de **3.06 m** entre plancher finis.
- La hauteur de niveau de RDC est de **3.06 m**
- La hauteur totale de bâtiment est de **15.30 m**

2. Dimensions en plan (figure I.1):

- Longueur totale : $L=31\text{m}$ (sens longitudinal)
- Largeur total : $l = 31\text{m}$ (sens transversal)

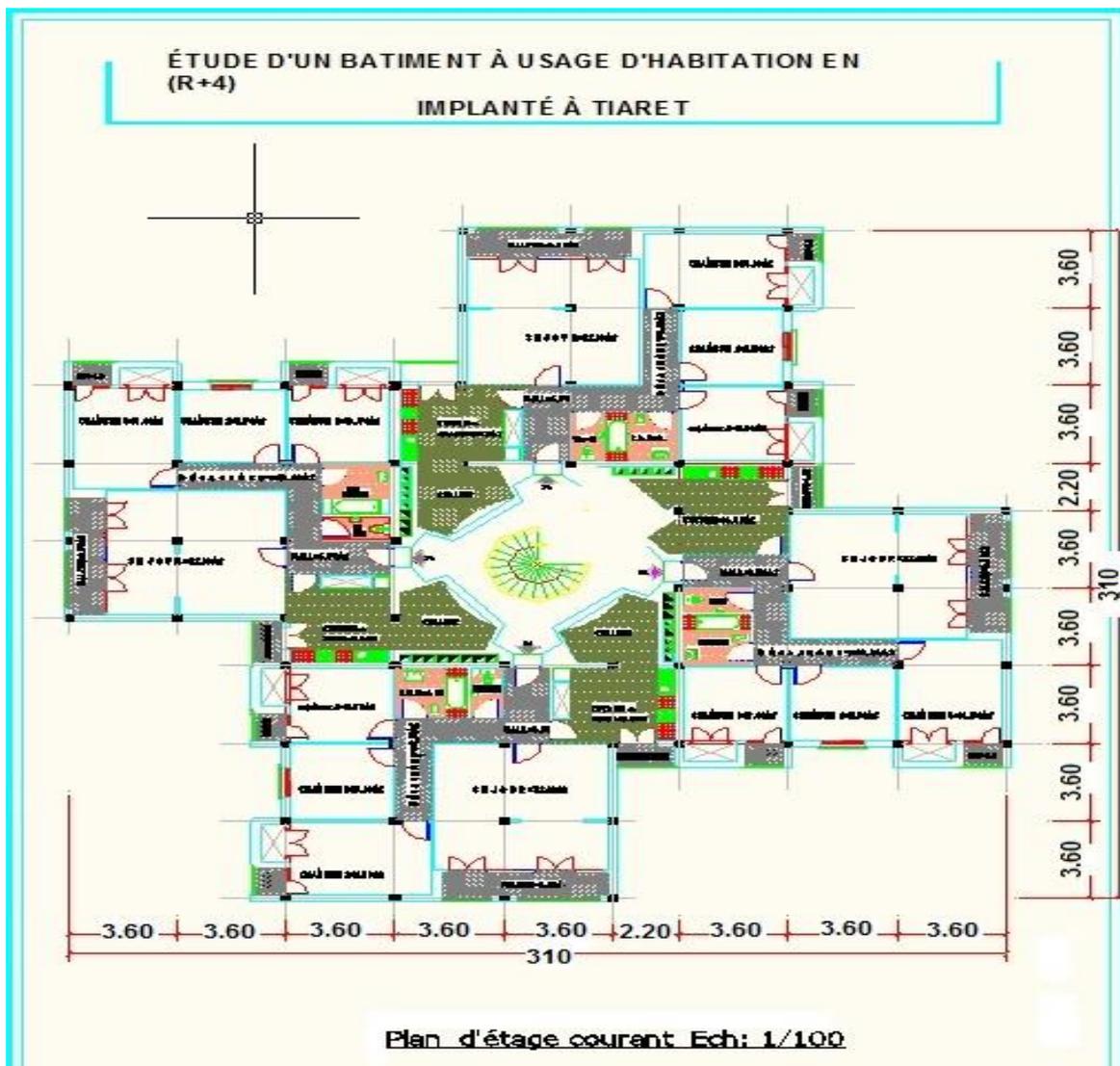


Figure I.1: Vue en plan d'étage courant

I-2. Conception de la structure:

I.2.1 Superstructure:

La structure de notre bâtiment est constituée de portiques autostables.

Selon le RPA99/version2003 elle doit:

- ✓ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- ✓ Minimiser les effets de torsion.

Les planchers dans notre structure sont considérés comme des diaphragmes rigides dans leur plan et sont de type :

- ✓ Dalle pleine à tous les étages au niveau des panneaux centraux

✓ Plancher à corps creux dans les autres panneaux.

Les circulations verticales dans notre structure sont composées de :

✓ Escalier hélicoïdale

Maçonneries :

- Murs extérieurs: ils seront composés en doubles parois:
- Briques creuses extérieures d'épaisseur 15 cm ;
- L'âme d'air d'épaisseur de 5 cm qui joue un rôle d'isolant;
- Briques creuses intérieur d'épaisseur 10 cm.

Murs intérieur: seront composés de briques creuses d'épaisseur de 10 cm.

Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur.

I-2.2 Infrastructure:

- Les fondations sont examinées à la base d'un rapport géotechnique des ouvrages mitoyens.
- Type de fondation : selon les caractéristiques d'assise

Caractéristique du sol d'assise :

Après les résultats géotechniques le sol d'assise est un sol ferme.

L'angle de frottement : $\rho = 26^\circ$

Le poids spécifique du sol est : $\gamma_{\text{sol}} = 17 \text{ KN/m}^3$

La cohésion : $c = 3 \text{ KPa}$

Capacité portante du sol :

$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KPa} = 2 \text{ bars}$

Condition de la nappe phréatique :

Aucune nappe d'eau n'a été trouvée.

Type de fondations :

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Le site du bâtiment (site urbain, existence d'une nappe d'eau ...) ;
- Les caractéristiques géologiques et géotechniques du sol ;
- La structure de l'ouvrage (bâtiment haut ou bas, rigide ou souple ...).

Notre bâtiment est une structure de moyenne hauteur qui devrait présenter une rigidité importante, elle applique sur le sol d'assise des charges élevées. Pour cela

les semelles continues ou isolées pourraient devenir très larges ; nous proposons des fondations superficielles de type de semelles isolées rigidifié par des longrines et voile périphérique.

I.2.3. Matériaux de construction :

Les matériaux utilisés dans les différentes constructions sont choisis selon plusieurs critères, à savoir :

- Le type de l'ouvrage et sa localisation ;
- La compatibilité des différents produits entre eux ;
- L'économie globale du projet ;
- La réglementation en vigueur, à savoir: les règles de construction, les règles de sécurité, etc....

Dans notre projet, on utilise :

Tableau I.1. Matériaux de construction (1)

Matériaux	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Utilisation
Sable	17 ÷ 19	Composant
Gravier	17	Composant
Ciment	20	Composant, liant
Plâtre	10	Composant, liant
Verre	25	Enveloppe
Briques creuses		Enveloppe
ep=10cm	9	
ep=15cm	13	
Etanchéité multicouche En feutre bitumé	6	Composant (couverture)
Gravillon roulé	20	Protection de l'étanchéité
Polystyrène	0.4	Isolant thermique
Carrelage ou dallage collés	20	Revêtement
Mortier de ciment	20	Revêtement

a. béton armé :

C'est le matériau qui constitue l'ossature de notre ouvrage. Il offre une bonne résistance mécanique à cause de ses deux composants : le béton et l'acier.

a.1. Le béton :

C'est le résultat d'un mélange convenablement dosé de granulat, de liant, d'eau et d'adjuvant Il offre une bonne résistance aux efforts de compression.

Le béton répondant aux exigences du RPA (avec un minimum de $f_{c28}=20 \text{ Mpa}$) (2)

Il sera constitué :

- D'un ciment portland composé CPJ45 avec un dosage de 350 kg/m^3
- De 800 dm^3 de graviers 5/25
- De 400 dm^3 de sables 0/5
- De 180 L d'eau propre.

Les caractéristiques mécaniques et les valeurs de calcul sont résumées sur le **tableau I.2.**

a.2. Les aciers :

Les aciers utilisés comme armatures sont des ronds lisses et des hautes adhérences.

Pour notre projet, on utilise les aciers indiqués sur le **tableau I.3 :**

Contrainte admissible de l'acier (3):

➤ **A l'état limite ultime de résistance :**

$$s_s = \frac{f_e}{g_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{situation normale.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

On aura donc $\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{situation normale.} \\ \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

➤ **A l'état limite de service :**

✓ Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

✓ Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5 f_e, 90 \sqrt{h \times f_{tj}})$$

Avec : f_{tj} : résistances caractéristique à la traction du béton ;

η : Coefficient de fissuration ;

$$\eta = 1 \rightarrow \text{RL.}$$

$$\eta = 1.6 \rightarrow \text{HA.}$$

D'où on aura pour une barre à HA :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 186 \text{Mpa} \rightarrow \text{fissuration préjudicia ble.} \\ \bar{\sigma}_s = 152 \text{Mpa} \rightarrow \text{fissuration très préjudicia ble.} \end{cases}$$

I.3. hypothèse de calcul :

Les hypothèses de calcul pris sont ceux adoptées par les règlements du **B.A.E.L 91** et du **CBA 93** voir :

Le pré dimensionnement des éléments de la structure doit respecter les règlements de calcul suscités ainsi que les règles du RPA99 version 2003.

Tableau I.2. Caractéristique du béton (2)

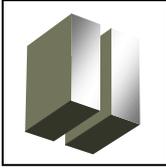
Notations	Désignation	Formules	Valeurs (Mpa)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours.	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow$ $f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} \times f_{c28}$ $f_{c28} > 40 \text{ MPa} \rightarrow$ $f_{cj} = \frac{j}{(1.4 + 0.95j)} \times f_{c28}$	20	Béton non armé : 22	
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction à l'âge de 28 jours.	Pour $f_{c28} < 60 \text{ Mpa}$ $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$	1.8		
σ_b	Contrainte de compression à l'ELUR.	La durée d'application des charges supérieure à 24 heures ® $q = 1$, $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ $s_b = \frac{0.85 f_{c28}}{q g_b}$ $\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ situation normale. $\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ situation accidentelle.	11.33 14.78		
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte de compression à l'ELS	$\bar{s}_b = 0.6 f_{c28}$	12		Béton armé : 25
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantanée.	$E_{ij} = 11000 f_{c28}^{1/3}$	$2.985.10^4$		
E_{iv}	Module de déformation longitudinale différée.	$E_{iv} = 3700 f_{c28}^{1/3}$	10043.34		
ν	Coefficient de poisson	$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (béton fissuré) $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (béton non fissuré)	-		

Tableau I.3. Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.

Aciers	Nuances	Limite d'élasticité f_e (Mpa)	Diamètres nominaux (mm)	Utilisation	Poids volumique ρ (KN/m ³)
Ronds lisses (RL)	FeE215	215	6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	Armatures transversales (cadre, épingles, étriers des poutres et des poteaux)	78,5
	FeE235	235			
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	6-8-10-12-14-16-20	Armatures longitudinales	
Treillis soudés (ronds lisses)	TLE520 <i>f £ 6</i>	520	<i>f £ 6</i>	Emplois courants pour : Radiers, voiles, planchers et dallage.	

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT



Pré dimensionnement

II.1. Pré dimensionnement des poutres :

La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de flèche suivante (1) :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0,3h \leq b \leq 0,4h$

En plus de cette vérification, les dimensions de la poutre doivent respecter les règles du RPA 99 version 2003 à savoir (figure II.1):

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 30$ cm
- $h / b \leq 4$

Avec :

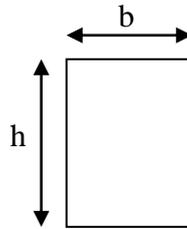


Figure II.1 : Section d'une poutre.

L : la plus grande portée de la poutre ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

Les résultats de calcul sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

Tableau II.1 : Les dimensions des poutres.

Type de poutres	L (cm)	L/15	L/10	h (cm)	b (cm)	h / b	Section adoptée (cm ²)
Poutres principales (PP)	360	24	36	35	30	1,16	30x35
Poutres secondaires (Ps)	360	24	36	35	30	1,16	30x35
Poutres chaînages (Pc)	360	24	36	30	20	1,50	20x30

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

II.2.1. Dalle pleine :

Pour déterminer l'épaisseur de la dalle pleine, on doit prendre en compte les paramètres suivants :

a. Le type de la dalle :

- Dalle porte dans un seul sens (dalle pleine sur 2 appuis) (2) :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$$

- Dalle porte dans deux directions (dalle pleine sur 4 appuis) (2) :

$$0,4 \leq \rho \leq 1$$

Avec :

l_x et l_y sont les dimensions entre nus des appuis d'un panneau de dalle le plus sollicité avec $l_x < l_y$ (**figure II.2.**)

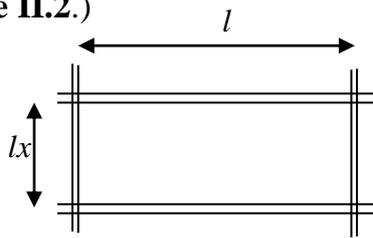


Figure II.2 : Dimensions d'un panneau de dalle.

b. Le type de la travée étudiée :

- *Travée isostatique* : c'est une travée sur deux appuis simples
- *Travée intermédiaire* : c'est une travée sur deux appuis avec prise en compte de la continuité.

Tableau II.2 : Pré dimensionnement d'une dalle pleine.

Epaisseur h fonction L	Dalle isostatique		Dalle continue travée de rive ou Intermédiaire	
	1 direction	2 directions	1 direction	2 directions
Petite portées et faible charge	$h = L/25$	$h = L/35$	$h = L/30$	$h = L/45$
Forte charge et grande portée	$h = L/20$	$h = L/30$	$h = L/25$	$h = L/40$

L : longueur entraxe, **h** : épaisseur.

Les dimensions de toutes les dalles pleines trouvées dans notre structure illustrées sur le **Tableau II.3**.

Tableau II.3 : L'épaisseur de la dalle pleine.

Etage	Lx (cm)	Ly (cm)	ρ	Remarque	h _d (cm)	
					$\left[\frac{Lx}{45} \times \frac{Ly}{40} \right]$	$\left[\frac{Lx}{35} \times \frac{Ly}{30} \right]$
RDC_4 ^{ème} étage	470	940	0,50	La dalle porte dans deux directions	12	-

c. condition d'isolation acoustique :

Contre les bruits aériens : $hd \times 2500 = 350 \Rightarrow hd = 14 \text{ cm}$

Contre les bruits impacts : $hd \times 2500 = 400 \Rightarrow hd = 16 \text{ cm}$

d. condition de sécurité en matière d'incendie :

hd = 7 cm pour 01 heure de coupe de feu

hd = 11 cm pour 02 heures de coupe de feu

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine :

hd = 15 cm.

II.2.2. Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux se compose d'une dalle de compression et du corps creux (**figure II.3**)

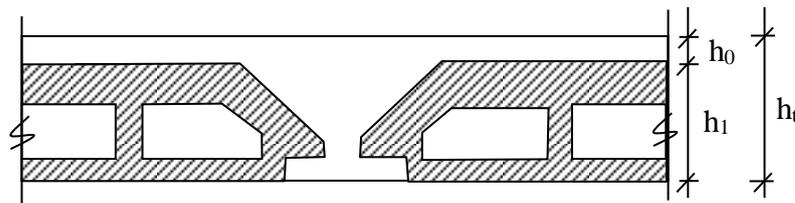


Figure II.3 : Plancher à corps creux.

Avec :

h_t : épaisseur total du plancher ;

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ;

h₁ : épaisseur des corps creux ;

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante (4) :

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

Avec :

L: la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives.

On a :

$$L = 360 - 30 = 330 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow ht \geq 14.66$$

On prend :

$$\begin{cases} ht = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

II.2.3 Les escaliers:

Pour assurer le confort des usagers il faut que la condition de **BLONDEL** soit

Vérifiée : $60 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

g : Giron de marche

h : Hauteur de la contre marche $16.5 \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$

Pour l'escalier d'étage $h = 17 \text{ cm}$

$$g = x \sin 15.88 \quad 0 \leq x \leq 155 \text{ cm}$$

$$g = 26 \text{ cm} \text{ (en moyenne).}$$

$$g + 2h = 60 \longrightarrow \text{(C.V)}$$

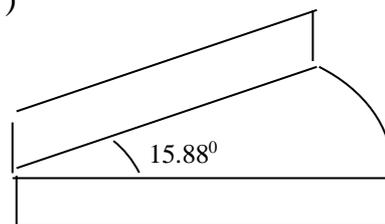


Figure II.4: marche et contre marche

L'escalier comporte n contre marches et $n-1$ marches: $H=3.06/2$

Détermination de l'inclinaison (α):

$$2H = 2r \theta \operatorname{tg} \alpha$$

θ : est l'angle de demi cercle de la cage de l'escalier(en radian):

L'angle du cercle de la cage d'escalier 270° :

$$\frac{270^{\circ}}{2} = 135^{\circ} \quad \text{donc} \quad q = 0.75p \text{ rad}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{rq} = \frac{1.53}{1.55 \times 0.75p} = 0.42 \text{ alors } \alpha = 22.74^{\circ}$$

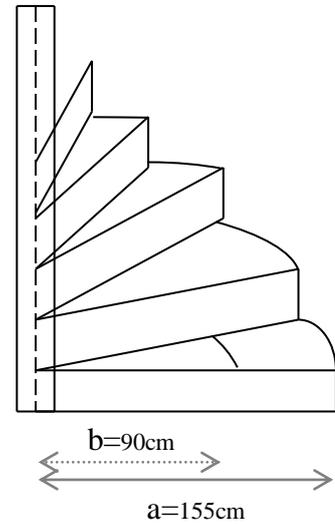
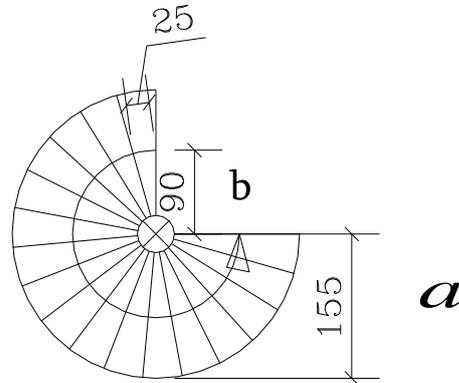


Figure II.5 : vue en plan d'un escalier

Détermination de l'épaisseur (e):

$$L = \sqrt{(a-b)(3a+b)} = \sqrt{(1.55-0.9)(4.65+0.9)} = 190 \text{ cm}$$

$$L' = \int_0^{0.35\pi} \int_0^{1.5\pi} r d\theta d\varphi = r 0.35\pi \times 1.5\pi = 401.16 \text{ cm}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow 13.37 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.05 \text{ cm}$$

Donc: $e_p = 16 \text{ cm}$

Les résultats sont récapitulés sur le **Tableau II.4** :

Tableau II.4 : Pré dimensionnement d'escalier.

H cm	L cm	h cm	g cm	α	e_p cm
153	190	17	26	22.74°	16

Pré dimensionnement du poutre brisée :

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

$$0,3h \leq b \leq 0,4h$$

Donc on adopte une section de **(30*30) cm²**.

II.3. Descente de charges :

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir de « D.T.R.B.C.22 »

a. Charges permanentes :

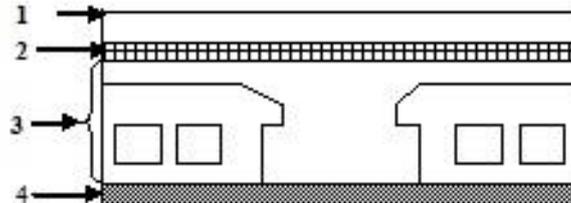


Figure II.6 : Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux

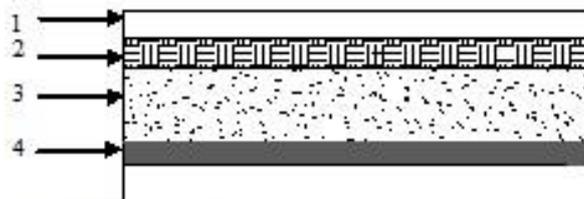


Figure II.7 : Disposition des matériaux pour une dalle pleine.

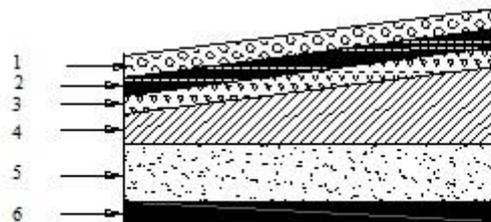


Figure II.8 : Disposition des matériaux pour la dalle pleine de la

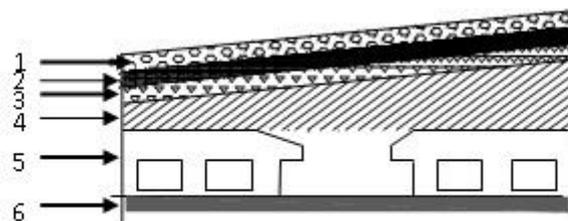


Figure II.9 : Disposition des matériaux pour Plancher à corps creux de la toiture.

Plancher terrasse inaccessible :

➤ Corps creux:

1 - Gravier roulé de protection (4 cm) $0,04 \times 1700 = 68 \text{ kg / m}^2$

2 - Etanchéité multicouches (4 cm) $= 12 \text{ kg / m}^2$

- 3 - Isolation thermique= 10 kg / m²
 - 4 - La forme de pente (H_{moy} = 10 cm)0,10 x 2200 = 220 kg / m²
 - 5 - Dalle à corps creux (ep = 16+4) cm= 280 kg / m²
 - 6 - Enduit en ciment (ep = 1,5 cm)= 27 kg / m²
- G = 617 kg / m²**

➤ *Dalle pleine:*

- 1 - Gravier roulé de protection (4 cm)0,04 x 1700 = 68 kg / m²
 - 2 - Etanchéité multicouches (4 cm)= 12 kg / m²
 - 3 - Isolation thermique= 10 kg / m²
 - 4 - La forme de pente (H_{moy} = 10 cm)0,10 x 2200 = 220 kg / m²
 - 5 - Dalle pleine (hd =15 cm) 0,15 x 2500 = 375 kg / m²
 - 6 - Enduit en ciment (ep = 1,5 cm) = 27 kg / m²
- G = 712 kg / m²**

Plancher étage courant :

➤ *Corps creux:*

- 1 - Cloison légère = 100 kg / m²
 - 2 - Carrelage + mortier + sable= 104 kg / m²
 - 3 - Dalle à corps creux (ep = 16+4) cm = 285 kg / m²
 - 4 - Enduit en ciment (ep = 1,5 cm) = 27 kg / m²
- G = 516 kg / m²**

➤ *Dalle pleine:*

- 1 - Cloison légère = 100 kg / m²
 - 2 - Carrelage + mortier + sable= 104 kg / m²
 - 3 - Dalle pleine (hd =15 cm)0,15 x 2500 = 375 kg / m²
 - 4 - Enduit en ciment (ep = 1,5 cm)= 27 kg / m²
- G = 606 kg / m²**

➤ *Escalier :*

Paillasse :

- Poids propre $\frac{25 \times 0.16}{\cos \alpha} = 433,71 \text{ kg/m}^2$

- Poids des marches $\frac{2000 \times 0.17}{2} = 17,0 \text{ kg/m}^2$
 - Carrelage..... $2200 \times 0.02 \times 1 = 44 \text{ kg/m}^2$
 - Mortier de pose :..... $2000 \times 0.02 = 40 \text{ kg/m}^2$
 - Revêtement :..... $\frac{2000 \times 0.02}{\cos \alpha} = 43,37 \text{ kg/m}^2$
 - Garde corps métallique : 10 kg/m^2
- G = 741 kg/m²**
- Q= 250 kg/m²**

b. Charges d'exploitation :

Les résultats sont illustrés sur le **Tableau II.5** :

Tableau II.5 : Charges d'exploitation.

Niveau	Réserveation	Q (KN/m ²)
RDC - 4 ^{ème} étage	-	1,5
Terrasse inaccessible	-	1

II.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent respecter le critère de résistance et vérifier les conditions du RPA99 ainsi que la condition de flambement.

A. Critère de résistance (4) :

Soit **Nu** l'effort normal ultime agissant sur le poteau :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

A : Section d'armatures à mettre en place ;

B_r: Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

B_r = (a – 2) (b – 2) → pour une section carré (**Figure II.10**)

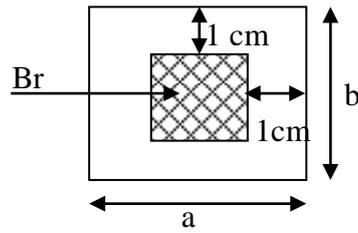


Figure II.10 : La section réduite du poteau.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton égal à 1,5

γ_s : Coefficient de sécurité pour le béton égal à 1,15

α : Coefficient déduit de l'élançement mécanique λ .

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ pour que toutes les armatures participant à la résistance.

On prend $\lambda = 35$

Donc :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad (\text{car } \lambda \leq 50) \Rightarrow \alpha = 0,71$$

Remarque :

La valeur de α doit être divisée par un coefficient θ égal à :

- 1,1 si la majeure partie des charges est appliquée avant 90 jours ;
- 1,2 si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours ;

Pour notre cas, la durée probable d'application de la majeure partie des charges est supérieure à 90 jours ; donc $\theta = 1$.

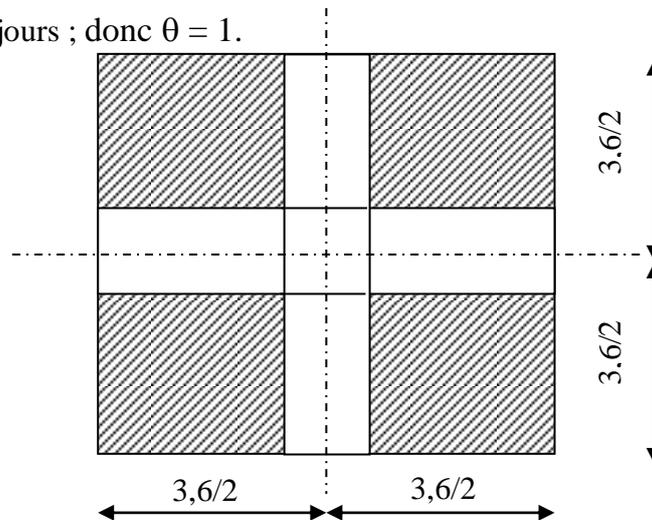


Figure II.11 : Les charges verticales agissant sur le poteau.

A partir la relation (1), on déduit que :

$$B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A}{Br} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

Avec $\frac{A}{Br} = 0.7 \%$ en zone I (2) \Rightarrow

$$B_r \geq \frac{Nu \text{ [KN]}}{0,71 \left[\frac{20}{0,9 \times 1,5} + \frac{1}{100} \frac{400}{1,15} \right]} \times 10$$

Donc: $B_r \geq 0,82 Nu$ avec Nu en [KN] et Br en [cm²]

Evaluation de Nu (4) :

$Nu = 1.1 \times \Sigma$ des charges verticales agissant sur le poteau (4).

$Nu = 1.1 \times (N_{\text{plancher}} \times S_{\text{aff}} + N_{\text{pp}} \times L_{\text{affpp}} + N_{\text{ps}} \times L_{\text{affps}})$

Avec :

$N_{\text{plancher}} = 1,35 G + 1,5 Q$ en [KN/m²]

G : la charge permanente cumulée ;

Q : la charge d'exploitation déterminée par la loi de dégression ;

S_{aff} : la surface afférente du plancher ;

N_{pp} : poids de la poutre principale ;

$N_{\text{pp}} = 1,35 \times \rho \times b \times h \times n$ en [KN/ml]

ρ : Poids volumique du béton ;

n : nombre d'étage considérée ;

(b × h) : la section de la poutre principale ;

L_{affpp} : longueur afférente de la poutre principale ;

N_{ps} : poids de la poutre secondaire L même calcul que N_{pp} ;

L_{affps} : longueur afférente de la poutre secondaire.

La loi de dégression (1):

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse	Q_0
Sous dernier étage (étage 1).....	$Q_0 + Q_1$
Sous étage immédiatement inférieur	
(Etage 2)	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
(Etage 3).....	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
(Etage 4)	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
(Etage n)	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

B. Conditions de RPA99 (2) :

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

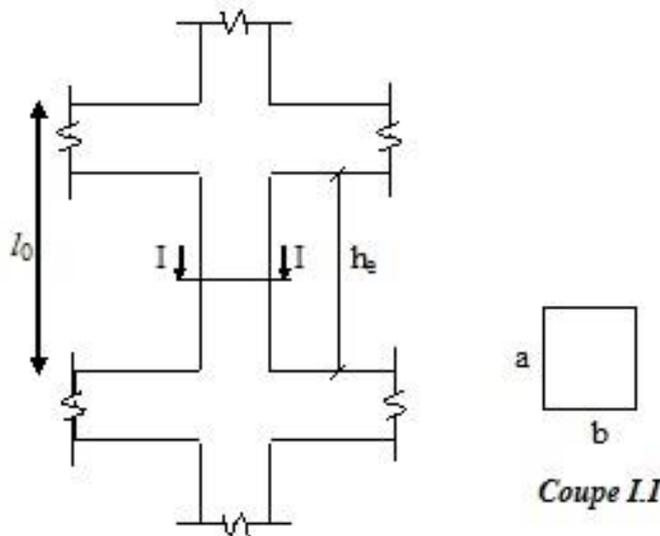


Figure II.12: La section du poteau.

- Pour une section carré :

$$\min (b , a) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zone I et IIa}$$

$$\min (b , a) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{a} < 4$$

C. Critère de flambement :

Il faut vérifier que :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

Avec :

λ : Élanement du poteau;

l_f : longueur de flambement (pour un poteau encasté articuler) $l_f = 0,7 l_0$

l_0 : longueur libre du poteau (**Figure II.12**) ;

i : rayon de giration de la section de plan de flambement ;

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

B : Aire de la section du béton seul ;

I : moment d'inertie

$$I = \frac{ab^3}{12} \rightarrow \text{Pour une section rectangulaire de cotés a et b.}$$

Exemples de calcul :

Nous considérons le poteau central du RDC qui est le plus sollicité.

$$\text{La surface afférente est : } S_{\text{aff}} = \left(\frac{3,6}{2} + \frac{3,6}{2} \right) \left(\frac{3,6}{2} + \frac{3,6}{2} \right) = 12,96 \text{ m}^2$$

Le **tableau II.6** les valeurs des charges permanentes et d'exploitation par étage.

Tableau II.6 : valeurs des charges par étage

	Valeurs non cumulées		Valeurs cumulées	
	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
4^{ème} étage	7,12	1,00	7.12	1,000
3^{ème} étage	6,06	1,50	13,18	2,500
2^{ème} étage	6,06	1,50	19,24	3,850
1^{er} étage	6,06	1,50	25,30	5,050
RDC	6,06	1,50	31,36	6,100

Nous prendrons deux types de poteaux à savoir :

Type I : 3^{er} étage et 4^{ème} étage

Type II : RDC , 1^{er} et 2^{ème} étage

Si on prend dans ce cas, le poteau du RDC comme exemple de calcul:

On a $B_r \geq 0,82 \text{ Nu}$

$$\text{Nu} = 1.1 \times [N_{\text{plancher}} \times S_{\text{aff}} + N_{\text{pp}} \times L_{\text{affpp}} + N_{\text{ps}} \times L_{\text{affps}}]$$

- $N_{\text{plancher}} = 1,35 G + 1,5Q$

$$\left. \begin{array}{l} G = 31.36 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 6.10 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow N_{\text{plancher}} = 51.49 \text{ KN/m}^2$$

- $S_{\text{aff}} = 12,96 \text{ m}^2$

- $N_{\text{pp}} = 1,35 \times \rho \times b \times h \times n$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 25 \text{ KN/m}^3 \\ b = 0,30 \text{ m} \\ h = 0,35 \text{ m} \\ n = 4 \end{array} \right\} \Rightarrow N_{\text{pp}} = 14,175 \text{ KN/m}$$

- $L_{\text{affpp}} = \frac{3,6}{2} + \frac{3,6}{2} = 3,6 \text{ m}$

- $N_{\text{ps}} = 1,35 \times \rho \times b \times h \times n$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 25 \text{ KN/m}^3 \\ b = 0,30 \text{ m} \\ h = 0,35 \text{ m} \\ n = 4 \end{array} \right\} \Rightarrow N_{\text{ps}} = 14,18 \text{ KN/m}$$

- $L_{\text{affps}} = \frac{3,6}{2} + \frac{3,6}{2} = 3,6 \text{ m}$

$$Nu = 1.1 \times [(51.49 \times 12,96) + (14,18 \times 3,6) + (14,18 \times 3,6)] \Rightarrow Nu = 846.35 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} B_r \geq 0.82.N_u = 694.01 \text{ cm}^2 \\ B_r = (a-2) \times (a-2) \text{ section carrée de coté } a \\ \text{Ce qui donne : } a = 28.34 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte alors une section carrée de } 35 \times 35 \end{array} \right.$$

Vérification au flambement :

On a :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad l_f = 0,70 l_0 \quad \text{avec : } l_0 = 3,06 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,142 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec:

$$\left. I = \frac{ab^3}{12} = \frac{0,35 \times 0,35^3}{12} = 0,00125 \text{ m}^4 \right\} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{0,00068}{0,09}} = 0,101 \text{ m}$$

$$B = a \times b = 0,35 \times 0,35 = 0,1225 \text{ m}^2$$

D'où :

$$\lambda = \frac{2,142}{0,101} = 21,21 < 35 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Le **tableau II.7** résume les sections des poteaux à prendre en considération.

Tableau II.7 : Section des poteaux

Type	Poteau (cm ²)	λ calculé	$\lambda = \frac{l_f}{l} \leq 35$
I	35x35	21.21	condition vérifiée
II	30x30	24.60	condition vérifiée

Vérification des conditions du RPA99 :

• **Poteau(35x35)cm²**

Min (a,b)= 35 cm \geq 25 cm \rightarrow condition vérifiée.

Min (a,b)= 35 cm $>$ 15 cm \rightarrow condition vérifiée.

$$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} < 4$$

• **Poteau(30x30)cm²**

Min (a,b) = 30 cm \geq 25 cm \rightarrow condition vérifiée.

Min (a,b)= 30 cm $>$ 15 cm \rightarrow condition vérifiée.

$$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4$$

• **Poteau circulaire**

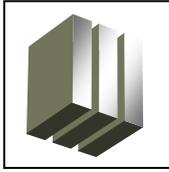
Pour le poteau de la cage d'escalier on adopte une section circulaire de diamètre :

$\phi = 40\text{cm}$

$\phi=40 \geq 30\text{cm}$ en zone I et II selon RPA99

CHAPITRE III

ETUDE DES PLANCHERS



Etude des planchers

III.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

1. Résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ;
2. Reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs en périphérie de sous-sol enterré et répartition de ces efforts aux éléments porteurs ;
3. Séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique.
4. Protection des personnes contre les risques d'incendie.

III.2. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

L'élément résistant (porteur) : poutrelle en T renversé comportant des aciers de liaison avec la dalle de répartition.

L'élément de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (**figure III.1**).

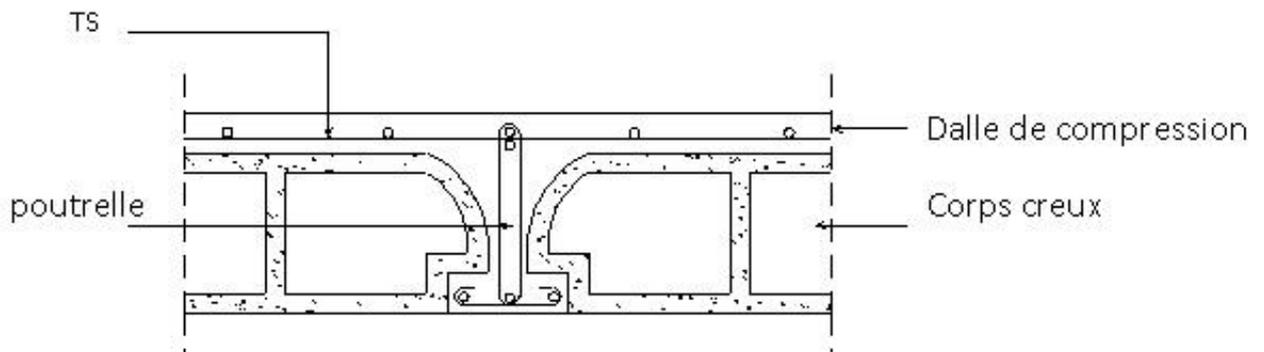


Figure III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.2.1. pré dimensionnement des poutrelles :

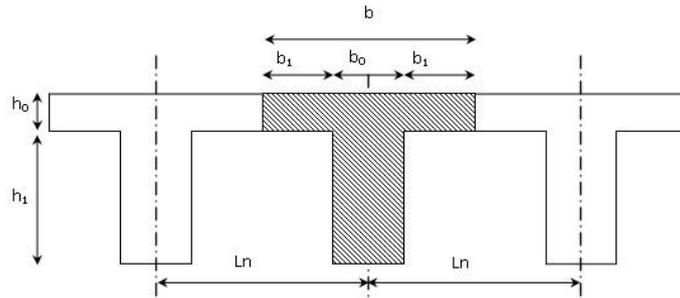


Figure III.2 : Dimensions des poutrelles.

$$\begin{cases} h_t = 20\text{cm} \\ h_1 = 16\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{cases}$$

D'après le règlement BAEL , on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq (Ln - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) (1) ;

L : la portée entre nus d'appuis ($L = 3.35\text{ m}$) ;

h_0 : la hauteur de la nervure ;

b_0 : l'épaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$) .

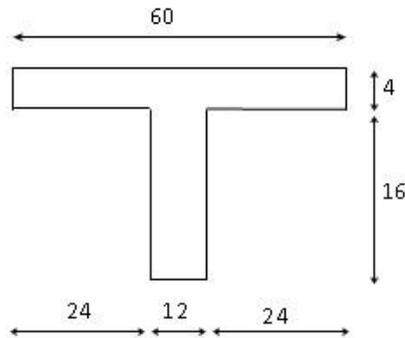


Figure III.3 : Section d'une poutrelle.

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 45\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

On prend $b_1 = 24\text{ cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{ cm}$$

III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression (4) :

La dalle de compression doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 / m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 33 cm (3/ m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{- si } l_x \leq 50 \text{ cm alors } \begin{cases} A_c = \frac{200}{f_e} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \\ A \geq \frac{A_c}{2} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \end{cases}$$

$$\text{- si } 50 \leq l_x \leq 80 \text{ cm alors } \begin{cases} A_c = \frac{4l_n}{f_e} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \\ A \geq \frac{A_c}{2} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \end{cases}$$

Avec :

l_n : écartement entre axes des nervures ;

f_e : limite d'élasticité en Mpa

A_c : armatures perpendiculaires aux nervures ;

A : armatures parallèles aux nervures.

a- **Armatures perpendiculaires aux nervures :**

Dans notre plancher, on a :

$$l_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < l_n < 80\text{cm}$$

Donc :

$$A_c = \frac{4 \times L_x}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_c = 0.46 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 5Ø6/ml $\Rightarrow A_c = 1.41 \text{cm}^2 / \text{ml}$.

b- **Armatures parallèles aux nervures :**

$$A \geq \frac{A_c}{2} \Leftrightarrow A \geq \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 5Ø6/ml $\Rightarrow A_c = 1.41 \text{cm}^2 / \text{ml}$.

\Rightarrow Le treillis soudé adopté est : **TS Ø6 (200x200) mm²**.

III.2.3. Etude des poutrelles :

Dans le cas de planchers comportant des poutres (secondaires ou principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthode de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement, par des conditions complémentaires (4):

- Méthode forfaitaire pour les planchers à charge d'exploitation modérée ;
- Méthode de Caquot pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée.

a- Méthode forfaitaire :

- Domaine d'application :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1. les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition

$$Q(KN / m^2) \leq \max \{ 2G; 5KN / m^2 \}$$

2. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
3. les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 ;
4. la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- Le principe de la méthode :

Soit :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison (poutre simplement appuyée) (voir fig III.4.a) ;

M_w et M_e : valeurs absolus des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée ;

M_t : le moment maximum en travée.

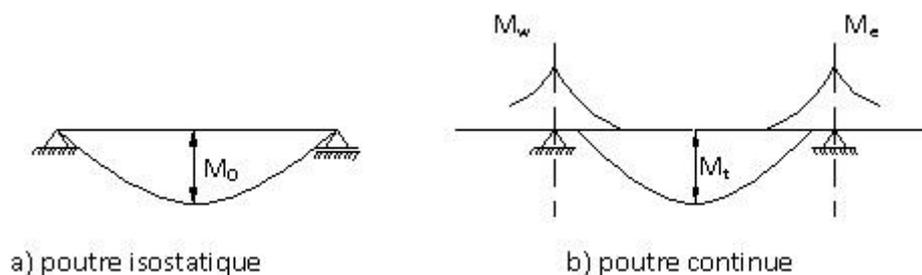


Figure III.4: Définition des moments

- Moments en travées :

$$M_t = \frac{M_w + M_e}{2} \leq \max \{ (1 + 0.3a) M_0; 1.05 M_0 \}$$

$$M_t \leq \frac{1 + 0.3a}{2} M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire)}$$

$$M_t \leq \frac{1.2 + 0.3a}{2} M_0 \text{ (Pour une travée de rive)}$$

- Moments sur appuis de rive : M_{ar}

$M_{ar} = 0 \rightarrow$ pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0.2 M_0 \rightarrow$ pour semi encastrement ;

$M_{ar} = -0.4 M_0 \rightarrow$ pour un encastrement.

- Moments sur appuis intermédiaires : M_{ai} (fig III.5)

$M_{ai} = -0.6 M_0 \rightarrow$ cas d'une poutre à deux travées.

$M_{ai} = -0.5 M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M_{ai} = -0.4 M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires.

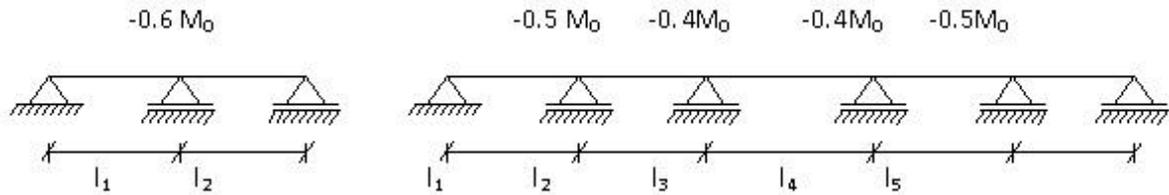


Figure III.5 : Moments sur appuis intermédiaires.

b- Méthode de Caquot minorée:

- Domaine d'application (3):

Dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

- Principe de la méthode :

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appuis donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes a cet appuis. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et

réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique (**Figure III.6**) .

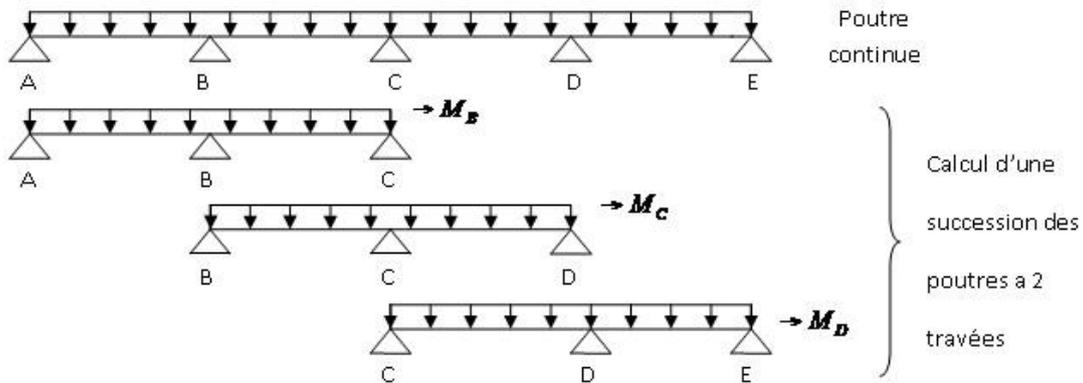


Figure III.6 : Représentation de la méthode de Caquot.

- Moments sur appuis intermédiaires:

$$M_i = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

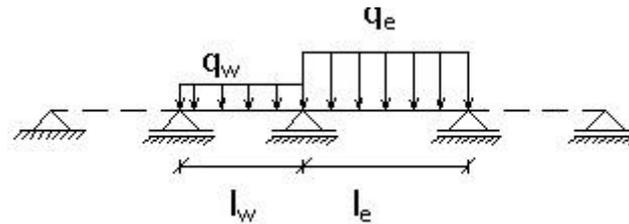


Figure III.7 : Schéma statique d'une poutre continue.

Avec :

$l'_w = l$ pour une travée de rive ;

$l'_e = 0.8 l$ pour une travée intermédiaire;

l'_w et l'_e : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui ;

l : la portée réelle de la travée.

- Moments en travées:

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

Avec :

$M_0(x)$: le moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique) ;

M_w et M_e : moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée ;

x : abscisse varie de 0 à l .

$$M(x) = M_{\max} \quad \text{à} \quad x = ?$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \text{ à } x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

- Effort tranchant:

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

$$T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

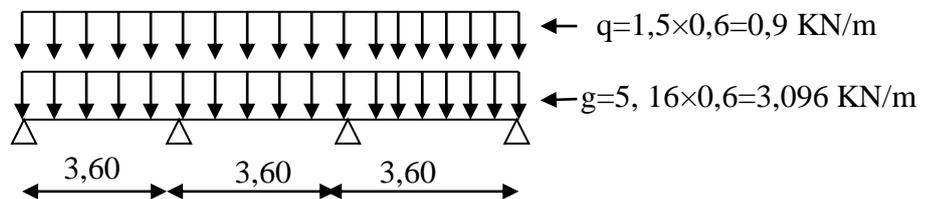
III.2.3 Exemple de calcul détaillé : Il y a deux types de poutrelles

Remarque :

Les charges réparties q et g sont évaluées pour une largeur de 0.6 m.

- **Plancher étage courant :** $Q = 1,5 \text{ kn/m}^2$ $G = 5,16 \text{ kn/m}^2$

1^{er} type



2^{eme} type

$$g = 5,16 \times 0,6 = 3,096 \text{ KN/m}$$

$$q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN/m}$$

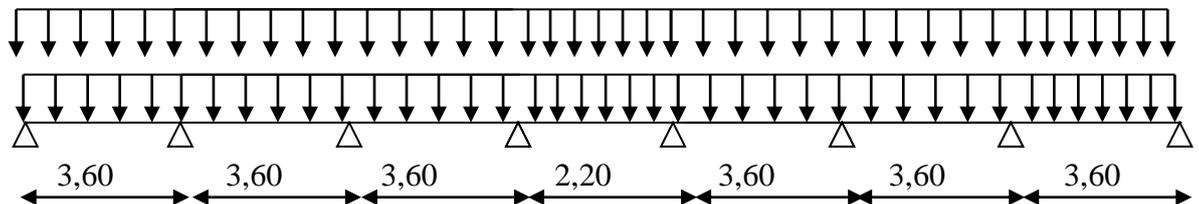


Figure III.8 : Les différents types de poutrelles

A. Evaluation des sollicitations :

A.1. Par la méthode forfaitaire :

Exemple de calcul détaillé : cas plancher étages courant

Poutrelles de 1^{er} type.

$G = 3,096 \text{ KN/m.}$

$Q = 0.9 \text{ KN/m.}$

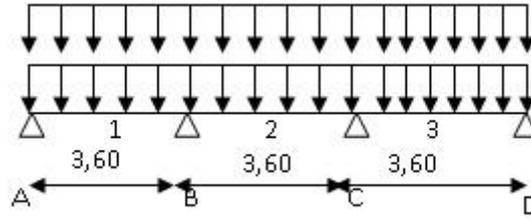


Figure III.9 : Poutrelles de 1^{er} type.

$$q = \begin{cases} \text{ELUR: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.529 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } q_s = G + Q = 3.996 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

a- Moments sur appuis :

$M_A = M_D = - 0.2M_0$

$M_B = M_C = - 0.5M_0$

Avec : $M_0 = q \frac{l^2}{8}$

ELUR

$M_A^u = - 1.791 \text{ KN.m}$

$M_B^u = - 4.478 \text{ KN.m}$

$M_C^u = - 4.478 \text{ KN.m}$

$M_D^u = - 1.791 \text{ KN.m}$

ELS

$M_A^s = - 1.294 \text{ KN.m}$

$M_B^s = - 3.236 \text{ KN.m}$

$M_C^s = - 3.236 \text{ KN.m}$

$M_D^s = - 1.294 \text{ KN.m}$

b- Moment en travée :

Les deux travées sont des travées de rive.

$a = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{5.16 + 1.5} = 0.22$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

$M_{t1} \geq \max \begin{cases} 0.716M_0 \\ 0.633M_0 \end{cases}$

$\Rightarrow M_{t1} = 0.716M_0$

$$M_{t2} \geq \max \begin{cases} 0.566M_0 \\ 0.633M_0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{t2} = 0.633M_0$$

$$M_{t3} \geq \max \begin{cases} 0.716M_0 \\ 0.633M_0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{t3} = 0.716M_0$$

ELUR

$$M_{t1}^u = 6.413 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2}^u = 5.669 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3}^u = 6.413 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_{t1}^s = 4.635 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2}^s = 4.097 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3}^s = 4.635 \text{ KN.m}$$

c- Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

ELUR :

$$M_{tu}^{\max} = 6.413 \text{ KN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = - 4.478 \text{ KN.m}$$

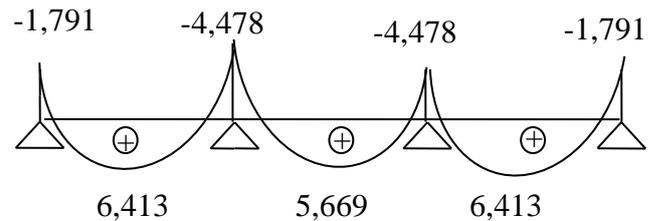


Diagramme des moments fléchissant à ELUR

ELS :

$$M_{ts}^{\max} = 4.635 \text{ KN.m}$$

$$M_{as}^{\max} = - 3.236 \text{ KN.m}$$

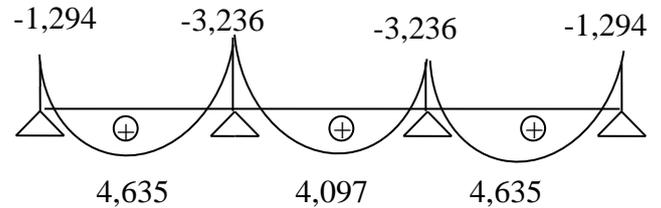


Diagramme des moments fléchissant à ELS

d- Effort tranchant :

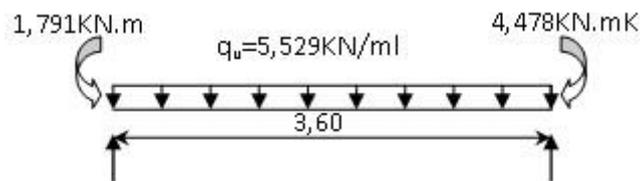


Schéma statique

$$T_w = q_u \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = 5.529 \frac{3.6}{2} + \frac{1.791 - 4.478}{3.6}$$

$$T_w = 9.20 \text{ KN.}$$

$$T_e = q_u \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l} = 5.529 \frac{3.6}{2} - \frac{1.791 - 4.478}{3.6}$$

$$T_e = 10.69 \text{ KN.}$$

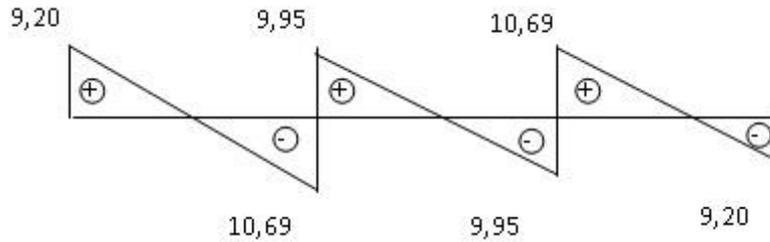


Diagramme des efforts tranchants.

Poutrelles de 2^{ème} type : Par la même procédure on aura

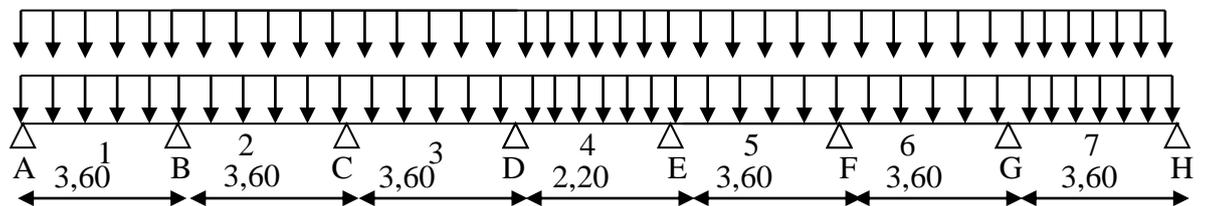
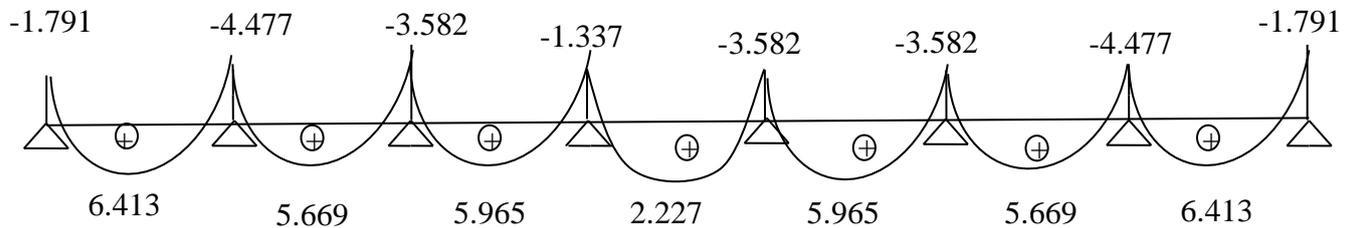


Figure III.10 : Poutrelles de 2^{ème} type

ELUR :

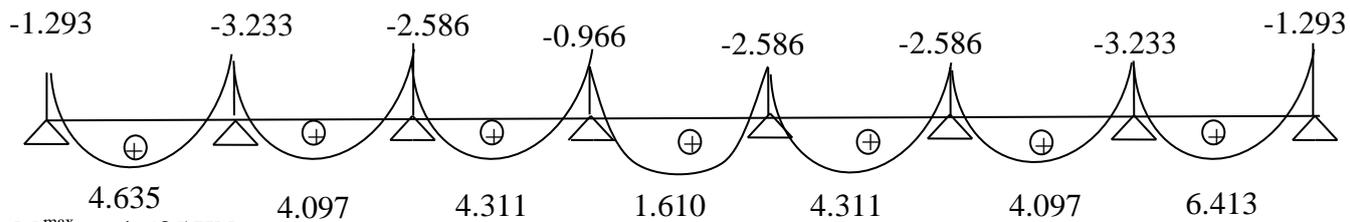


$$M_{tu}^{\max} = 6.413 \text{ KN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = - 4.477 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant à ELUR.

ELS :



$$M_{ts}^{\max} = 4.635 \text{ KN.m}$$

$$M_{as}^{\max} = - 3.233 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant à ELS.

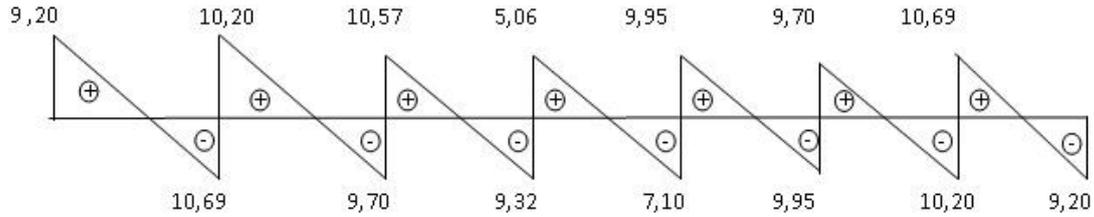


Diagramme des efforts tranchants.

B. Calcul de ferrailage :

Le **tableau III.5** résume le ferrailage des poutrelles.

Tableau III.1 : Ferrailage de la poutrelle.

		M (KN.m)	Al (cm ²)	Choix des armatures	A _t	Disposition des armatures
En travée	ELUR	6.413	1.11	3T10 → A=2.36cm ²	2Ø6 A _t =0,56cm ²	
	ELS	4.635	vérifiée			
En appui	ELUR	-4.478	0.755	1T12 → A=1.13cm ²		
	ELS	-3.236	vérifiée			

III.3 Dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée l_y , petite portée l_x , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastées sur leur contour) ou des murs en maçonnerie (dalles articulées sur leur contour).

III.3.1 Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend de la valeur de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- Pour $\rho < 0,4$; les dalles portent dans un seul sens (fig.III.1.a.).
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; les dalles portent selon deux directions (Fig.III.1.b.).

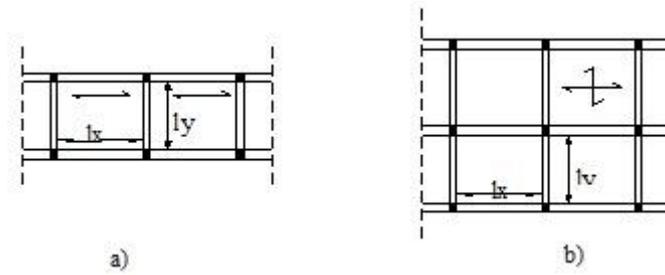


Figure III.10 : Types de dalle pleine

Les dalles de notre structure portent dans les deux directions (voir **tableau II.3**) \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple.

III.3.2 Evaluation des moments :

Les moments sur appuis et en travée sont estimés forfaitairement par la méthode suivante :

1. Calcul la charge par unité d'aire :

$$P = 1,35G + 1,5Q \quad \text{à l'ELU}$$

$$P = G + G \quad \text{à l'ELS}$$

2. Calcul des moments de flexion maximaux M_{ox} et M_{oy} au centre de la dalle en la considérant sur son contour :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

Avec :

μ_x et μ_y sont des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport l_x / l_y (4).

3. Affectation de fraction forfaitaire de M_{ox} et M_{oy} selon le processus suivant :

- Pour les panneaux intermédiaires :

$$\text{Moments en travée} \quad \begin{cases} Mt_x = 0,75 M_{0x} \\ Mt_y = 0,75 M_{0y} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \quad \begin{cases} Ma_x = - 0,5 M_{0x} \\ Ma_y = - 0,5 M_{0x} \end{cases}$$

- Pour les panneaux de rive :

$$\text{Moments en travée} \quad \begin{cases} Mt_x = 0,85 M_{0x} \\ Mt_y = 0,85 M_{0y} \end{cases}$$

$$\text{Moments sur appuis intermédiaires} \quad \begin{cases} Ma_{ix} = - 0,5 M_{0x} \\ Ma_{iy} = - 0,5 M_{0x} \end{cases}$$

Moments sur appuis de rive $\begin{cases} M_{a_{rx}} = -0,3 M_{ox} \\ M_{a_{ry}} = -0,3 M_{ox} \end{cases}$
 En respectant la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{e} \geq 1,25 M_0$$

Remarque :

M_{ox} et M_{oy} donnés par cette méthode, sont applicables que pour un panneau de dalle de forme régulière (rectangulaire uniformément chargé).

Panneaux de dalle le plus défavorable :

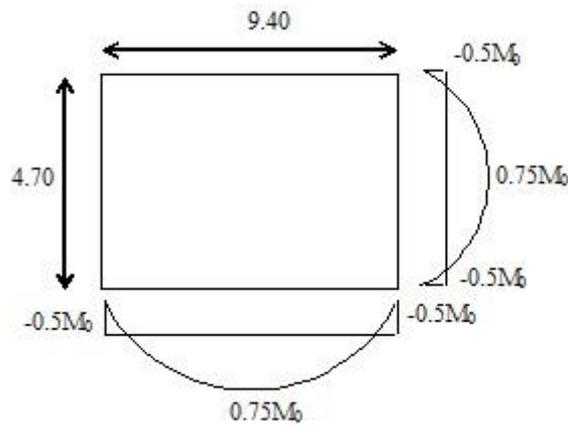


Figure III.11: Panneau de dalle

Pour ces panneaux : $G = 6.06 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

Les combinaisons fondamentales :

pour une bande de 1 m de largeur on trouve :

$$\text{ELUR} \rightarrow q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1043 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q_s = G + P = 7,56 \text{ daN/ml}$$

Les moments fléchissant au centre du panneau de dalle sont donnés par :

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$r = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.70}{9.40} = 0.50$$

$$E.L.U : \begin{cases} \lambda = 0 \\ \rho = 0.50 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0.0946 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x \times q^u \times L_x^2 = 0.0946 \times 1043 \times 4.70^2 = 2179.57 \text{ daN.m} \\ M_y^u = \mu_y \times M_x = 0.250 \times 2179.57 = 544.89 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$E.L.S : \begin{cases} \lambda = 0.2 \\ \rho = 0.50 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0.0981 \\ \mu_y = 0.373 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x \times q^s \times L_x^2 = 0.0981 \times 756 \times 4.70^2 = 1638.27 \text{ daN.m} \\ M_y^s = \mu_y \times M_x = 0.373 \times 1638.27 = 611.07 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations

Combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M _a (dan.m)	-1089.78	-819.13	-272.44	-305.53
M _t (dan.m)	1634.67	1228.70	408.66	458.30

III.3.2.2 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait dans les deux directions et pour une bande de largeur égale à l'unité.

1- Sens x-x :

a- En travée :

- E.L.U.R

$$M_u = 1634.67 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{16346.7}{11.33 \times 100 \times 13.5^2} = 0.079$$

$$\mu = 0.079 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$a = 0.104 \quad b = 0.958$$

$$A = \frac{16346.7}{348 \times 0.958 \times 13.5} = 3.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 3.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times 1.8 / 400 = 1.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(3.63; 1.20) \Rightarrow A = 3.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 5T12/ml $\rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad e = 20 \text{ cm}$

• **E.L.S :**

$M_s = 1228.70 \text{ daN.m}$

On a :

- ① {
- Section rectangulaire
 - Flexion simple avec $A' \notin$
 - Acier FeE400
 - Si $\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$

$g = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{16346.7}{1228.70} = 13.30 \text{ P } \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 6.35 > \alpha = 0.104 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$

② Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s

De ① et ② \Rightarrow les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

b- En appuis :

• **E.L.U.R :**

$M_u = - 1089.78 \text{ daN.m}$

$\mu = 0.052 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \notin \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$a = 0.066 , \quad b = 0.973$

$A = \frac{10897.8}{348 \times 0.973 \times 13.5} = 2.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A = \max (2.38 ; 1.40) = 2.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix : 5T12/ml $\rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad e = 20 \text{ cm}$

E.L.S : $M_s = -819.13 \text{ daN.m}$; On a :

- ① {
- Section rectangulaire
 - Flexion simple avec $A' \notin$
 - Acier FeE400
 - Si $\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$

$g = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{1089.78}{819.13} = 1.33 \text{ P } \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.365 > \alpha = 0.066 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$

② Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s

De ① et ② \Rightarrow les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

2- Sens y-y :

a- En travée :

• **E.L.U.R**

$M_u = 408.66 \text{ daN.m}$

$\mu = 0.023 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \notin \text{et } 1000\varepsilon_s \rangle 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$a = 0.030 \quad b = 0.988 \quad A = 0.950 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A_{\min} = 1.29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A = \max(0.950; 1.29) \Rightarrow A = 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix :

5T12 $\rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 20 \text{ cm}$

• **ELS :**

$M_s = 458.30 \text{ daN.m}$; On a :

- ① {
- Section rectangulaire
 - Flexion simple avec $A' \notin$
 - Acier FeE400
 - Si $\frac{g - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$

$g = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{408.66}{458.30} = 0.891 \text{ B} \quad \frac{g - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.145 > \alpha = 0.030 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$

② Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s

De ① et ② \Rightarrow les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

b- En appuis :

• **E.L.U.R :**

$M_u = -272.44 \text{ daN.m}$

$\mu = 0.015 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \notin \text{et } 1000\varepsilon_s \rangle 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$a = 0.020, \quad b = 0.992$

$A = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A = \max(0.63 ; 1.29) = 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : 5T12/ml $\rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 20 \text{ cm}$

• **ELS :**

$M_s = -305.53 \text{ daN.m}$; On a :

- ① {
- Section rectangulaire
 - Flexion simple avec $A' \notin$
 - Acier FeE400
 - Si $\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$

$$g = \frac{M_i^u}{M_i^s} = \frac{272.44}{305.53} = 0.891 \quad \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.145 > \alpha = 0.020 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

② Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s

De ① et ② \Rightarrow les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

Le ferrailage de cette dalle est résumé sur le tableau III.7 ci-dessous :

Tableau III.3. Tableau récapitulatif du ferrailage.

	x - x		y - y	
	Travée	Appuis	travée	Appuis
Moment à l'ELU (KN.m)	16.3467	- 10.8978	4.0866	-2.7244
Moment à l'ELS (KN.m)	12.287	- 8.1913	4.583	- 3.0553
A calculée (cm²)	3.63	2.38	1.29	1.29
Choix des armatures	5T12 \rightarrow A = 5.65 cm ² e = 20 cm		5T12 \rightarrow A = 5.65 cm ² e = 20 cm	

A. Vérification la condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

τ_u : contrainte tangente ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangente admissible ;

T_u^{\max} : Effort tranchant max.

$$\rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} T_{U_x} = \frac{P}{2l_y + l_x} \\ T_{U_y} = \frac{P}{3l_y} \end{cases}$$

Avec : P en $\left[\frac{N}{m^2} \right]$

$$P = Pl_x l_y$$

$$\tau_u = \frac{19608.4}{100 \times 13.5 \times 10^2} = 0.14 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.00 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

B. Vérification de la flèche :

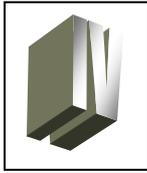
Condition de vérification de la flèche :

- $\frac{hd}{lx} > \frac{Mt}{20 Mx}$ (C.V)
- $\rho = \frac{A}{b' d} < \frac{2}{fe}$ (C.V)
- $\frac{hd}{lx} > \frac{1}{40} \hat{U} \frac{15}{470} = 0.032 > \frac{1}{40} = 0.025 \text{ P}$ (C.V)

CHAPITRE IV

ETUDE DES ELEMENTS

NON STRUCTURAUX



Etude des éléments non structuraux

IV.1 Les escaliers :

IV.1.1 Définition :

L'escalier est un élément indispensable dans tous les types de bâtiments, constitués d'une suite de marches permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Il est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

IV.1.2 Classification des escaliers :

Les escaliers sont déterminés suivant plusieurs paramètres, à savoir :

1- Le type d'escalier :

Dans notre bâtiment, le type d'escalier est : Escalier hélicoïdal avec poutre brisée.

2- Le support des marches ou l'élément résistant : Dans notre structure, on trouve :

Escalier à paillasse porteuse et poutre brisée

3. Le matériau et sa mise en œuvre :

Les escaliers de notre structure sont en béton armé et coulés sur place.

IV.1.3 Etude de l'escalier à paillasse porteuse :

L'élément résistant dans ce type d'escalier étant la paillasse qui fonctionne comme une poutre et les marches ne participent pas à la résistance, et sont considérées comme un poids mort. Ce type d'escalier, sera calculé donc, comme une poutre simplement appuyée en flexion simple.

1- Le schéma statique :

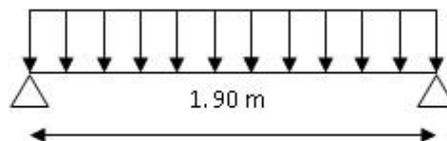


Figure IV.1 : Schéma statique de la paillasse

2- Dimensionnement: (voir chapitre II)

- les marches:
 $h=17\text{ cm}$; $g=26\text{ cm}$
- la paillasse:

$L_P=190$ cm ; $E_P=16$ cm
 E_P : épaisseur de la paillasse.
 L_P : longueur de la paillasse.

3- Descente de charges:

Charges permanentes :

$G = 7.41 \text{ Kn/m}^2$

Charge d'exploitation :

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

4- Calcul de la paillasse : l'Etude se fait pour une bande de 1m de largeur.

Combinaisons fondamentales :

E.L.U.R :

$Q_u = 1,35.7,41 + 1,5.2,5 = 13,75 \text{ Kn/ml}$

$M_0 = Q_u.L^2/8 = 6.20 \text{ Kn.m}$

E.L.S :

$Q_s = 7,41 + 2,5 = 9,91 \text{ Kn/ml}$

$M_0 = Q_s.L^2/8 = 4.47 \text{ Kn.m}$

a-Calcul des moments fléchissant :

En travée:

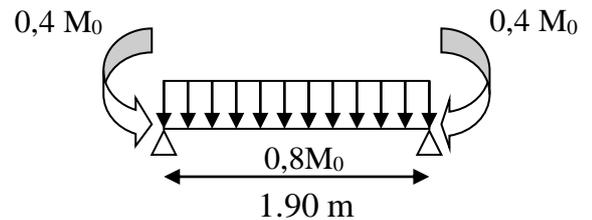
ELU : $M_t = 0,8.M_0 = 4.96 \text{ Kn.m}$

ELS : $M_t = 0,8.M_0 = 3.58 \text{ Kn.m}$

En appuis :

ELU : $M_a = - 0,2.M_0 = -2.48 \text{ Kn.m}$

ELS : $M_a = - 0,2.M_0 = - 1.78 \text{ Kn.m}$



IV.1.4 Calcul du ferrailage :

a- En travée :

• **ELUR :**

Vérification l'existence de l'armature comprimée :

$M_t^u = 4.96 \text{ K.m}$

$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4960}{11,33 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0.022$

$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.027$

$b = 1 - 0.4a = 0.989$

$A_t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot b \cdot d} = \frac{4960}{348 \cdot 0.989 \cdot 14} = 1.02 \text{ cm}^2$

.Condition de non fragilité (4):

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{1.8}{400} = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{t_{col}}^u; A_{\min}) = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$A : 6T10 \rightarrow \mathbf{A = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

T10 $\rightarrow e = 15 \text{ cm} \leq \min [3h ; 33\text{cm}] = \min [48 ; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = \max(A_{r \text{ cal}}, A_{\min}) = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r : 6T10 \rightarrow \mathbf{A_r = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

T10 $\rightarrow e = 15 \text{ cm} \leq \min [4h ; 45\text{cm}] = \min [64 ; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

• **ELS :**

$$M_t^s = 3.58 \text{ KN.m}$$

On a :

- ①
- Section rectangulaire
 - Flexion simple avec $A' \notin$
 - Acier FeE400
 - Si $\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$

$$g = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{4960}{3580} = 1.38 \text{ P } \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.390 > \alpha = 0.027 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

② Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s

De ① et ② \Rightarrow les armatures calculées à l'E.L.U.R seront maintenues.

a- En appuis :

$$M_a^u = -2,48 \text{ K.m}$$

$$A = 0.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(0.51 ; 1.44) = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$A : 6\text{T}10 \rightarrow \mathbf{A = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\text{T}10 \rightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

$$A_r : 6\text{T}10 \rightarrow \mathbf{A_r = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\text{T}10 \rightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

ELS :

$$M_t^s = -1.78 \text{ KN.m}$$

On a :

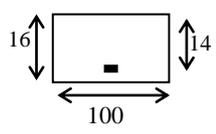
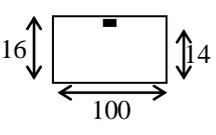
- ①
- Section rectangulaire
 - flexion simple avec $A' \neq$
 - Acier FeE400
- Si $\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$

$$g = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{2480}{1780} = 1.39 \text{ P } \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.395 > \alpha = 0.013 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

② Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s

De ① et ② \Rightarrow les armatures calculées à l'E.L.U.R seront maintenues

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif de ferrailage

		M (KN.m)	Section de calcul	A calculée (cm ²)	Amin (cm ²)	Armature de répartition Ar (cm ²)	Le choix des armatures
En travée	ELUR	4.96		1.02	1.44	1.17	A : 6T10/ml=4.71cm ² /ml Ar : 6T10/ml=4.71cm ² /ml
	ELS	3.58		Vérifiée			
Aux appuis	ELUR	-2.48		0.51	1.44	0.12	A : 6T10/ml=4.71cm ² /ml Ar : 6T10/ml=4.71cm ² /ml
	ELS	-1.78		Vérifiée			

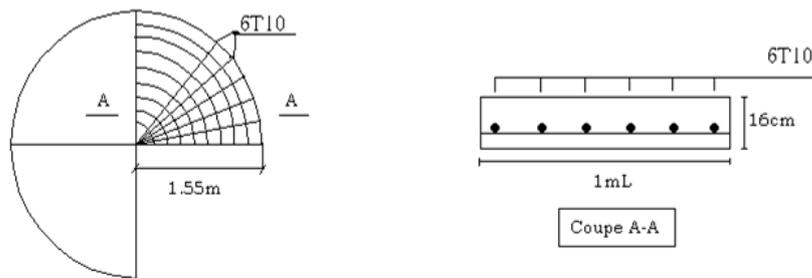


Figure IV.2 : Ferrailage d'escalier

IV.1.5 Vérification de la condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \cdot f_{c28} = 1.4 \text{ Mpa}$$

$$T_u^{max} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{13,75 \cdot 1,9}{2} = 13,06 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{13060}{100 \cdot 14 \cdot 10^2} = 0.09 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
 Il n'y a pas de reprise de bétonnage } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.1.6 Vérification de la flèche

Dans notre cas on a :

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{190} = 0.0842 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow C.V$$

$$\frac{h}{l} = \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{16}{190} = 0.0842 > \frac{3,58}{20.4,47} = 0,040 \rightarrow C.V$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,71}{100.14} = 0,0033 < \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow C.V$$

Les trois conditions sont vérifiées alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.2 Etude de l'acrotère :

IV.2.1 Définition :

L'acrotère est un mur en béton armé, situé en bordure de toiture, sa forme est déterminée de manière à empêcher l'infiltration des eaux derrière le relèvement d'étanchéité.

IV.2.2 Etude de ferrailage :

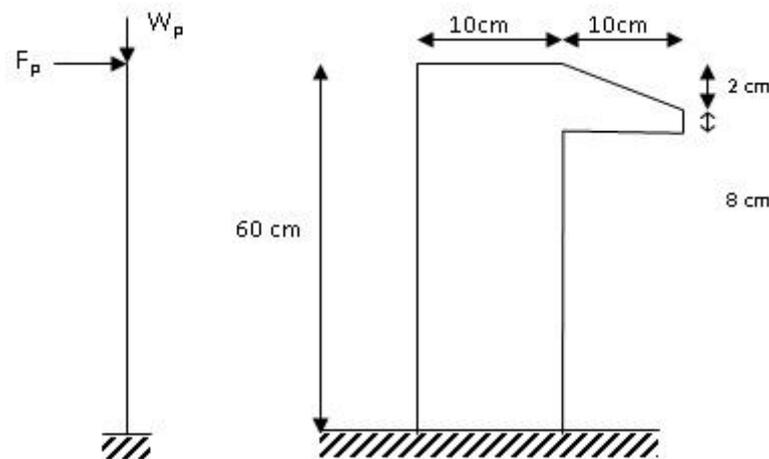


Figure IV.3 : Schéma statique et dimensions de l'acrotère.

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastree à sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le RPA99.

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.2.2.1 Détermination des sollicitations :

- Le poids propre : W_p

$$W_p = V \cdot \rho = \left[(0,6 \times 0,1) + \frac{(0,10 + 0,08) \cdot 0,10}{2} \right] \times 1 \times 25$$

$$W_p = 1,725 \text{ KN}$$

- La force horizontale : F_p

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone ;

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires ;

W_p : Poids de l'élément considéré ;

Pour notre bâtiment, on a :

$A=0,15$ (Groupe d'usage2 ; Zone II.a)

$C_p=0,8$ (Elément en console).

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,725$$

$$F_p = 0.828 \text{ KN} > 1.00 \text{ KN (de la main courante)}$$

- Effort normal et moment fléchissant :

ELUR :

$$\begin{cases} N_u = 1.35W_p \\ M_u = 1.35.F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1,35 \times 1,725 \\ M_u = 1,35 \times 0.828 \cdot 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 2.328 \text{ KN} \\ M_u = 0.670 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} N_s = W_p \\ M_s = F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_s = 1,725 \text{ KN} \\ M_s = 0.496 \text{ KN.m} \end{cases}$$

IV.2.2.2 Détermination de la section des armatures :

ELUR :

- Centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.670}{2.328} = 0.287 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$e > \frac{h}{2}$ P Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

⇒ La section de calcul est partiellement comprimée. ⇒ Le calcul se ramène à la flexion simple sous la sollicitation fictive suivante :

$$M_f = N(e + \frac{h}{2} - c)$$

c : étant l'enrobage des armatures (fissuration préjudiciable ⇒ c=3cm)

$$M_f = 2.328(0.287 + 0.05 - 0.03) \Rightarrow M_f = 0.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.013 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_{\text{tr}} \\ 1000\xi_s > 1000\xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\alpha = 0.017 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_f = \frac{M_f}{s_s \cdot b \cdot d} = 0.294 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sollicitation réelle :

$$\begin{cases} A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 0.294 - \frac{2,328 \cdot 10^3}{100 \times 348} \Rightarrow \begin{cases} A = 0.227 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A' = 0 \end{cases} \end{cases}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 0.057 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Armatures minimales (4) :

Pour les éléments de béton exposé sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage d'armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieur à 2,4m, avec espacement n'excédent pas la plus petite valeur de 25cm et, deux fois l'épaisseur du béton.

- Sens longitudinal :

$$A_{\text{min}} = 0.25\% S = 0.0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_l = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A_l = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec } e=20 \text{ cm}$$

$$e \leq (25\text{cm} ; 2 \times 10) \Rightarrow e \leq 20\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Sens transversale :

$$\text{La section transversale du béton : } S_T = (60 \times 10) + \frac{(10+8) \cdot 10}{2} = 690 \text{ cm}^2.$$

$$A_{r \min} = 0,25\% S_T = 0,0025 \times 690 = 1.72 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_r = \max (A_{r \text{ cal}} ; A_{r \min}) = 1.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A_r = 3.93 \text{ cm}^2 \text{ avec } e=20 \text{ cm}.$$

$$e \leq (25 \text{ cm}^2 ; 2.10) \Rightarrow e \leq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

ELS :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{s}_s = \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{h \cdot f_{tj}} \right)$$

$$\Rightarrow \bar{s}_s = 186 \text{ Mpa}$$

- Détermination des contraintes :

Position de centre de pression :

$$e_g = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.496}{1.725} = 0.287 \text{ m} > \frac{h}{2}$$

\Rightarrow le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

$$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15.3,93}{100} = 0,589 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2.(0,589).7 = 8,246 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = (-0,589) + \sqrt{(-0,589)^2 + 8,246} \quad \text{P} \quad y_1 = 2,34 \text{ cm}$$

$$a_1 = \frac{y_1}{d} = \frac{2,34}{7} = 0,33$$

$$b_1 = 1 - \frac{a_1}{3} = 1 - \frac{0,33}{3} = 0,890$$

$$k_1 = \frac{15(1 - a_1)}{a_1} = \frac{15(1 - 0,33)}{0,33} = 30,45$$

$$s_s = \frac{M_s}{A \cdot b_1 \cdot d} = \frac{496}{3,93 \cdot 0,890 \cdot 7} = 20,26$$

$$\text{P} \quad s_s = 20,26 \text{ MPa}$$

$$s_b = \frac{s_s}{k_1} = \frac{2M}{a_1 \cdot b_1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{2.496}{0,33 \cdot 0,890 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,689$$

$$f_{s_b} = 0,689MPa$$

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.}$$

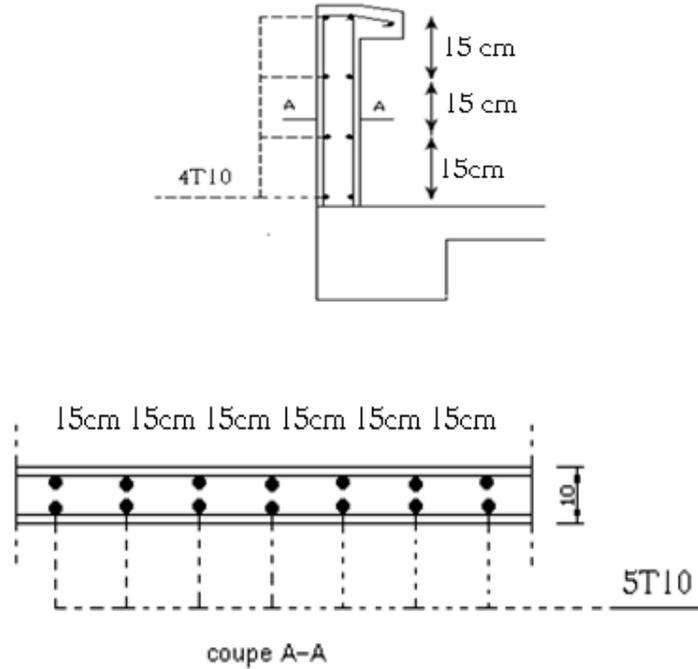


Figure IV.4 : Ferrailage de l'acrotère.

IV.3 Les balcons : type de Balcon en console

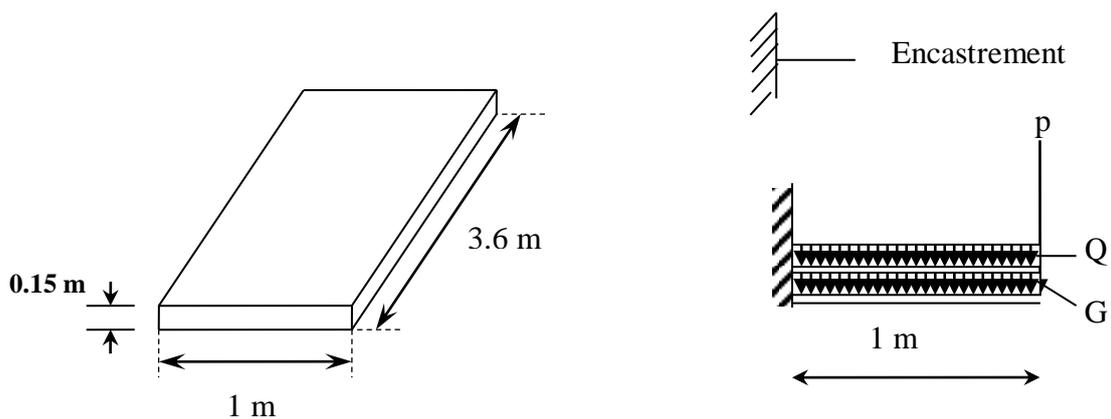


Figure IV.5 : Dessin et schéma statique du balcon.

Ce type de balcon est encasturé à l'extrémité dans une poutre, il sera calculé donc, comme une console en flexion simple. Ce balcon n'est pas exposé aux intempéries.

A. Descente de charges :

Soit :

G : charge permanente ;

Q : charge d'exploitation ;

P : charge d'un garde corps constitué d'un mur en maçonnerie de 10cm d'épaisseur et 1m de hauteur. Cette charge est considérée permanente.

Charge permanente :

Revêtement horizontal(Carrelage + sable + mortier de pose)	1.04 KN/m ²
Poids propre de la dalle (15cm)	3.75 KN/m ²
Enduit en ciment	0.27 KN/m ²
	G= 5.06 KN/m²

Charge d'exploitation

Q = 3.5 KN/m²

Charge du garde corps :

$P = (0.9+2 \times 0.18) \times 1 \Rightarrow P = 1.260 \text{ KN/ml}$

B. évaluation des moments :

Le calcul ce fait pour une bande de 1m de largeur.

$M_g = - G \cdot \frac{L^2}{2} = - 5,06 \cdot \frac{1^2}{2} \Rightarrow M_g = -2,530 \text{ KN.m}$

$M_Q = - Q \cdot \frac{L^2}{2} = - 3,5 \cdot \frac{1^2}{2} \Rightarrow M_Q = -1,750 \text{ KN.m}$

$M_P = - p \cdot L = - 1,260 \cdot 1 \Rightarrow M_P = -1,260 \text{ KN.m}$

A P'E.L.U.R :

$M_u = 1.35 (M_g + M_p) + 1.5 M_Q$

$M_u = - 7,741 \text{ KN.m}$

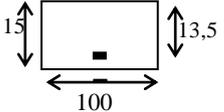
A P'E.L.S :

$M_s = M_g + M_p + M_Q$

$M_s = -5,540 \text{ KN.m}$

C. calcul du ferrailage :

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage.

	M (KN.m)	Section de calcul	A calculée (cm ²)	Amin (cm ²)	Armature de répartition A _r (cm ²)	Le choix des armatures
ELUR	-7,741		1,67	1.40	1,13	A : 4T12/ml=4,52cm ² /ml Ar : 4T10/ml=3.14cm ² /ml
EL S	-5,540		Vérifiée			

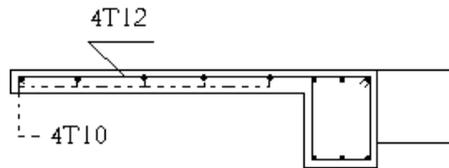


Figure IV.6: Ferrailage de balcon.

D. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_u^{\max} = (1.35 G + 1.5 Q) \cdot L + 1.35 P$$

$$= (1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 3.5) \cdot 1 + 1.35 \times 1.260$$

$$T_u^{\max} = 13,782 \text{ KN.}$$

$$t_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{13782}{100 \cdot 13.5 \cdot 10^2} \text{ P } t_u^{\max} = 0.102 \text{ Mpa}$$

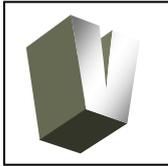
$$\bar{t}_u = 0.07 f_{c28} = 1.4 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

ETUDE SISMIQUE(V)



Etude sismique

V.1 Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué conformément au règlement parasismique algérien (2).

V.2 Méthode de calcul : Selon le **RPA99**, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- méthode statique équivalente ;
- méthode dynamique modale spectrale.

V.2.1 Méthode statique équivalente :

a. Principe de la méthode (2).:

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

b. Conditions d'application :

- Régularité en plan]
- Régularité en élévation

c. Vérification des conditions d'application :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de **l'article 4.1.2 du RPA 99**; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

VI.2.1.1 Modélisation :

La modélisation sur **ETABS** consiste en les étapes suivantes :

1. Entrer la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
2. Spécifier les propriétés des éléments et les assigner aux éléments.
3. Définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux nœuds et aux éléments.
4. Déclaration des combinaisons des charges à savoir:
 - 1) $1.35G + 1.5Q$
 - 2) $G + Q$
 - 3) $0.8G + E$
 - 4) $0.8G - E$
 - 5) $G + Q + E$
 - 6) $G + Q - E$
 - 7) $G + Q \pm 1.2E$
5. Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes, ...etc).
6. Démarrer l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
7. Visualiser les résultats (à l'écran, sur fichier, etc...)

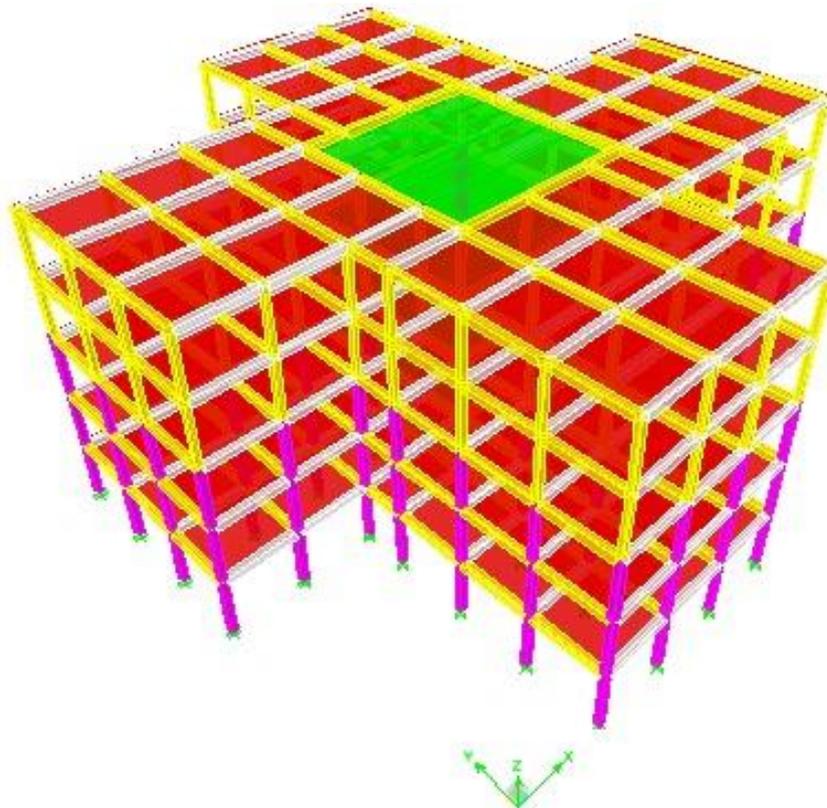


Figure V.1: Vue en 3D de la structure

V-2.1.2 Évaluation de la force sismique totale:

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule (2):

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Où : A : coefficient d'accélération de la zone;

D : facteur d'amplification dynamique ;

Q : facteur de qualité ;

R : coefficient de comportement

W : poids total de la structure

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base V obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

V-2.1.3 Calcul des paramètres de la force sismique :

➤ Coefficient d'accélération de la zone A :

A : donné par le **tableau 4 -1** du RPA 99 suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment. La zone d'implantation de notre structure est Tiaret classée comme zone II sur la carte sismique

$A=0,10$.

➤ Coefficient de comportement R :

D'après le **tableau 4-3** du RPA 99, la valeur du coefficient de comportement R dépend du système de contreventement.

Pour notre cas la structure est en portique auto stable : **$R=5$**

➤ Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est donnée par : $Q = 1 + \sum_{i=1}^n Pq_i$

Tableau V.1: Valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0(Observé)
2. Redondance en plan	0 (Observé)
3. Régularité en plan	0 (Observé)
4. Régularité en élévation	0,05 (N/observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05 (N/observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10 (N/observé)

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,1$$

$$\Rightarrow Q = 1.2$$

➤ Facteur d'amplification dynamique :

Il dépend du pourcentage d'amortissement critique ξ , du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure avec :

$\xi = 6\%$ portiques (remplissage dense : béton armé) ; et

$$h = \sqrt{\frac{7}{x+2}} \quad 0,7 \leq h = \sqrt{\frac{7}{6+2}} = 0,88 > 0,7$$

Le facteur D est donné par (2) :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5 \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Où :

T_2 : est la période caractéristique associée à la catégorie du site (2) , pour notre cas on a un sol ferme alors : $T_2 = 0.4s$

T : est la valeur de la période fondamentale de la structure estimée par la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{où :}$$

C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage, pour notre cas : $C_T = 0.075$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau , $h_N=15.30$ m

ce qui donne : $T_{EMPERIQUE} = C_T \times h^{3/4} = 0.58S$ et par suite :

$$T_2=0,40 \text{ sec} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.4}{0.66} \right)^{2/3} = 1.72$$

Donc : **D=1.72.**

➤ Calcul du poids total de la structure W_t (2):

Selon le RPA 99 le poids total de la structure W_t est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par :

$$W_t = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ où :}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du règlement.

Pour notre cas $\beta = 0.2$

V.2.2 Méthodes dynamiques :

Il est plus intéressant d'utiliser la méthode qui peut être basée sur l'utilisation d'accélérogrammes ou sur un spectre de réponse adopté à l'activité sismique de la région où l'étude a été faite, et pour un sol donné. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par ces forces.

Cette méthode nécessite en plus de la bonne précision dans la modélisation de la structure, une bonne assistance dans l'étape d'analyse, à qui rend la résolution complexe pour les constructions de grandes dimensions. La création des logiciels effectuant ce type d'analyse a permis un gain de temps considérable et parmi ces logiciels il y a **ETABS 9.6.2** qui est utilisé dans le domaine d'analyse des structures par élément finis, il offre :

- ✓ Les performances de la technologie d'aujourd'hui ;
- ✓ Capacité de calcul ;

- ✓ Vitesse d'exécution ;
- ✓ Précision ;
- ✓ Analyse statique et dynamique.

V-2.2.1 Condition d'application :

Selon le RPA 99, la méthode d'analyse modale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V-2.2.2 Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Où **T1**, **T2** représentent les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site donnée par le **tableau 4.7** du règlement.

Pour notre cas nous avons un site **S2** alors : **T1= 0,15s** et **T2= 0,40s**

V.2.2.3 Nombre de modes à considérer :

a. Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

V.2.2.4 Combinaison des réponses modales :

➤ Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport :

$r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$) vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

➤ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K \mathring{a}_i E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K \mathring{a}_i E_i^2}$$

V.2.3 Préparation des données dans ETABS

➤ **Calcul de la masse sismique pour chaque niveau :**

Soient : **G**= charge permanente (Kg/m²) **P**= charge d'exploitation (Kg/m²)

Surface : **S** Périmètre : **p**

Terrasse :(W₄)

Plancher: G x S

Acrotère : S_{Acrotère} x 2500 x p

Poutres principales : S_{pp} x 2500 x n x L

Poutres secondaires : S_{ps} x 2500 x n x L

½ poteaux : 0,5 x (S_{pot} x 2500 x H_{pot} x n)

½ murs de façade 0,5 (H_{mur} x 220 x p)

Etage courant :

- Plancher: $G \times S$
- Poutres principales : $S_{pp} \times 2500 \times n \times L$
- Poutres secondaires : $S_{ps} \times 2500 \times n \times L$
- Poteaux : $S_{pot} \times 2500 \times H_{pot} \times n$
- Murs de façade : $H_{mur} \times 220 \times p$
- Balcon (dalle pleine) : $S_{surface} \times 2500 \times e_p$

➤ **Calcul de V :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.10 \times 1.72 \times 1.2}{5} \times 22991.46 = 949.09kn$$

V.2.4 Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

V.2.4.1 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99 doit être supérieur à 90%. Le **tableau V.2** suivant donne la participation massique pour chaque mode.

Tableau V.2 : Périodes et taux de participation

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.720218	81.583	0.0314	0	81.583	0.0314	0
2	0.718998	0.0314	81.5852	0	81.6144	81.6166	0
3	0.692654	0.0009	0.0158	0	81.6153	81.6324	0
4	0.25076	11.3029	0.105	0	92.9182	81.7374	0
5	0.250587	0.1045	11.3217	0	93.0226	93.0591	0

Ces résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la **figure V.1**. La même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction Y, **figure V.2**, et le troisième mode est une rotation autour de Z, **figure V.3**.

On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

De plus le taux de participation massique dépasse les 90% pour les cinq premiers modes dans les deux directions.

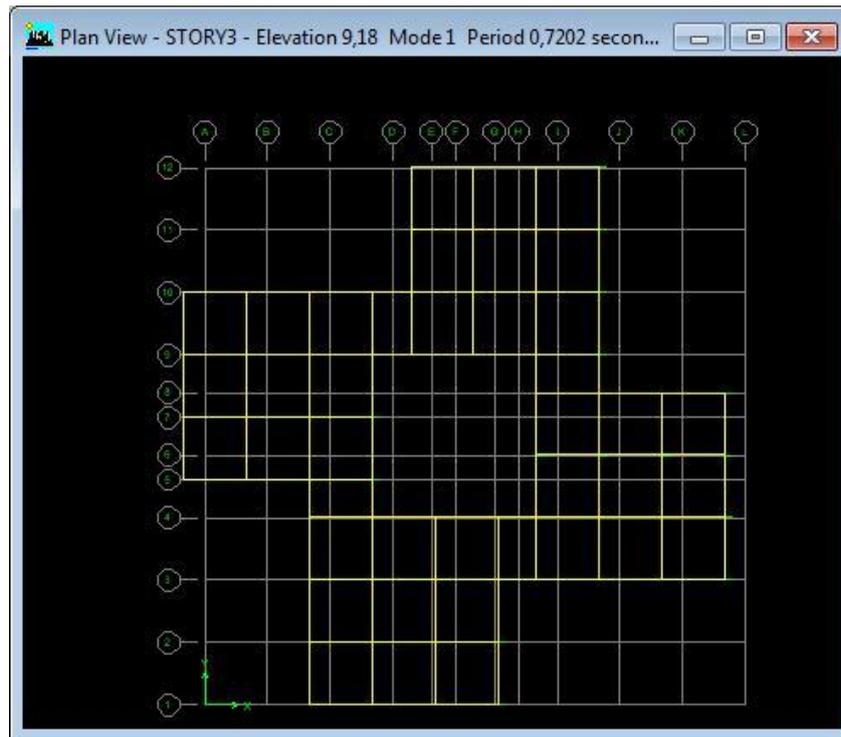


Figure V.2 : 1^{er} mode de translation suivant X

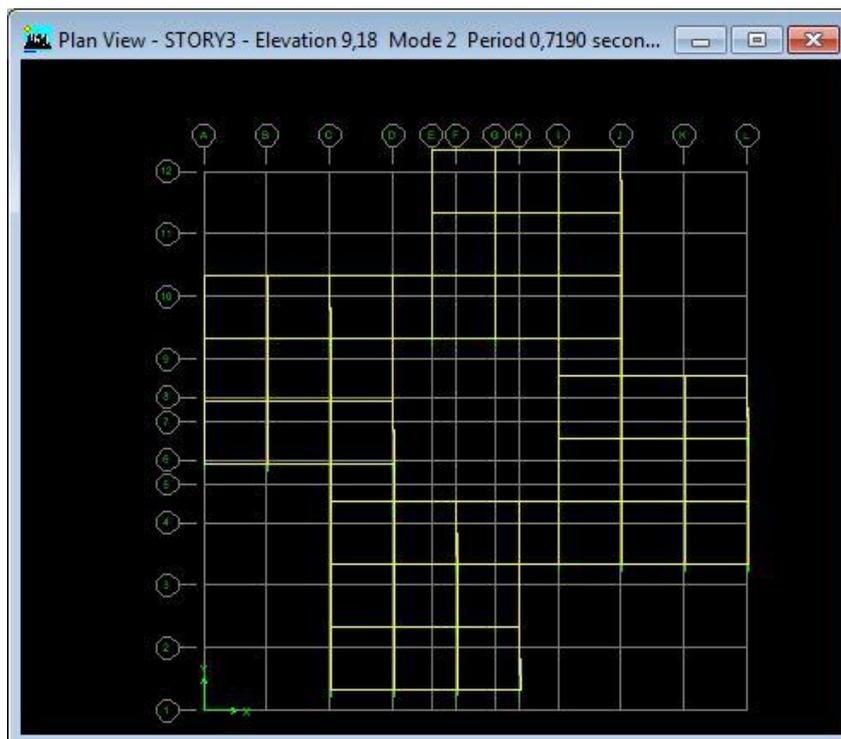


Figure V.3 : 2^{ème} mode de translation suivant Y

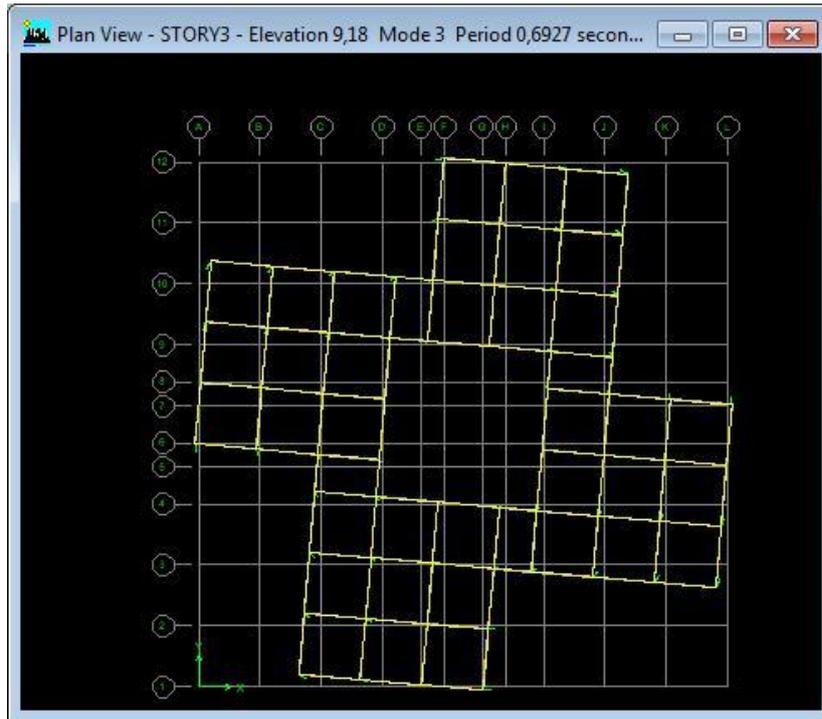


Figure V.4 : 3^{ème} mode de rotation autour de Z

Effectivement nous avons pour la période :

Suivant x : $T_{x\text{dyn}}=0.720\text{s} < T_{x\text{stat}}=1.3 \times 0.58=0.75\text{s}$ condition vérifiée

Suivant y : $T_{y\text{dyn}}=0.719\text{s} < T_{y\text{stat}}=1.3 \times 0.58=0.75\text{s}$ condition vérifiée

V.2.4.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente (**Tableau V.3**).

Tableau V.3 : L'effort tranchant sismique à la base donné par ETABS

Spec	Mode	Dir	F1 (kN)	F2 (kN)
E	1	U1	1637.26	-32.14
E	2	U1	0.63	32.15
E	3	U1	0.02	0.08
E	4	U1	288.07	-27.76
E	5	U1	2.66	27.72
E	1	U2	-32.14	0.63
E	2	U2	32.15	1639.55
E	3	U2	0.08	0.32
E	4	U2	-27.76	2.68
E	5	U2	27.72	288.55
E	All	All	1666.44	1669.06

Le Tableau V.4 représente les vérifications de l'effort tranchant à la base par les deux méthodes statique et dynamique.

Tableau V.4 : Vérifications de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V _{dynamique} (KN)	V _{statique} (KN)	0.8V _{statique} (KN)	observation
Sens x-x	1666.44	949.09	759.27	Vérifié
Sens y-y	1669.06	949.09	759.27	Vérifié

V.2.4.3 Vérification des déplacements relatifs des étages (2) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau égal :

$$d_k = R \times d_{ek}$$

Avec :

δ_k : déplacement horizontal au niveau k.

δ_{ek} : déplacement horizontal dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement de la structure

Le déplacement horizontal relatif est égal :

$$Dk = R \times (d_{ek} - d_{ek-1})$$

Ce déplacement doit être inférieur au déplacement admissible (**tableau V.5**) :

$$D_{radm} = 1\% h_e$$

Où h_e est la hauteur d'étage.

Tableau V.4 : Vérification des déplacement relatifs.

He (cm)	δ_{ek} (m)		Δ_k (m)		Δ_{radm} (m)	Vérification
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy		
15.30	0.015	0.015	0.009	0.009	0.0306	$< \Delta_{radm}$
12.24	0.0132	0.0132	0.0165	0.0165	0.0306	$< \Delta_{radm}$
9.18	0.0099	0.0099	0.0165	0.0165	0.0306	$< \Delta_{radm}$
6.12	0.0066	0.0066	0.019	0.019	0.0306	$< \Delta_{radm}$
3.06	0.0028	0.0028	0.014	0.014	0.0306	$< \Delta_{radm}$

V.2.4.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-D (2):

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

$$q = \frac{P_k' D_k}{V_k' h_k} \leq 0,10$$

Où P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus

du niveau k :

$$\overset{\circ}{a} = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + b W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

D_k : Déplacement relatif du niveau k

H_k : hauteur de l'étage k

- Si $0.10 < q_k \leq 0.20$, les effets P-D peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1 - q_k)}$
- Si $q_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V.5. Vérification de l'effet P-D.

Pk (t)	Dkx (m)	Dky (m)	Vkx (t)	Vky (t)	Hk (m)	θ_x	θ_y	Vérification
471.76	0.009	0.009	56.32	56.41	3.06	0.025	0.024	< Δradm = 0.1
472.71	0.017	0.017	101.47	101.63	3.06	0.026	0.026	< Δradm = 0.1
463.65	0.017	0.017	134.46	134.68	3.06	0.019	0.019	< Δradm = 0.1
456.93	0.019	0.019	156.28	156.53	3.06	0.018	0.018	< Δradm = 0.1
434.09	0.014	0.014	166.64	166.91	3.06	0.012	0.012	< Δradm = 0.1

On remarque que les valeurs de θ_k inférieure à 0.1 donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure.

V.2.4.5 Vérification au renversement:

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts sismiques.

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_S}{M_r} \geq 1,5$$

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W.L/2$

M_r : Moment de renversement, $M_r = \Sigma F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique de niveau

h_i : la hauteur du niveau i par rapport à la base de la structure

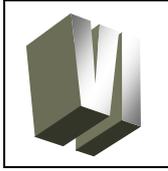
Tableau V.6 : Vérification au renversement:

W (kN)	L (m)	L / 2 (m)	Ms (kN.m)	Mr (kN.m)	Ms / Mr
22991.46	31	15.5	356367.63	18854.50	18.90

$$\frac{M_s}{M_r} = 18.90 > 1.5 \Rightarrow \text{La stabilité de la structure au renversement est vérifiée}$$

CHAPITRE VI

ETUDE DES PORTIQUES



Etude des portiques

VI.1 Les poteaux :

VI.1.1 Définition :

- Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers - poutres par point d'appuis isolés.

Leurs rôles :

- supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux.
- Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et du moment fléchissant M.
- Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou flexion composé Selon le type de l'effort normal (N) et sa position (e_1) par rapport au noyau central de la section (**figure VI.1**).

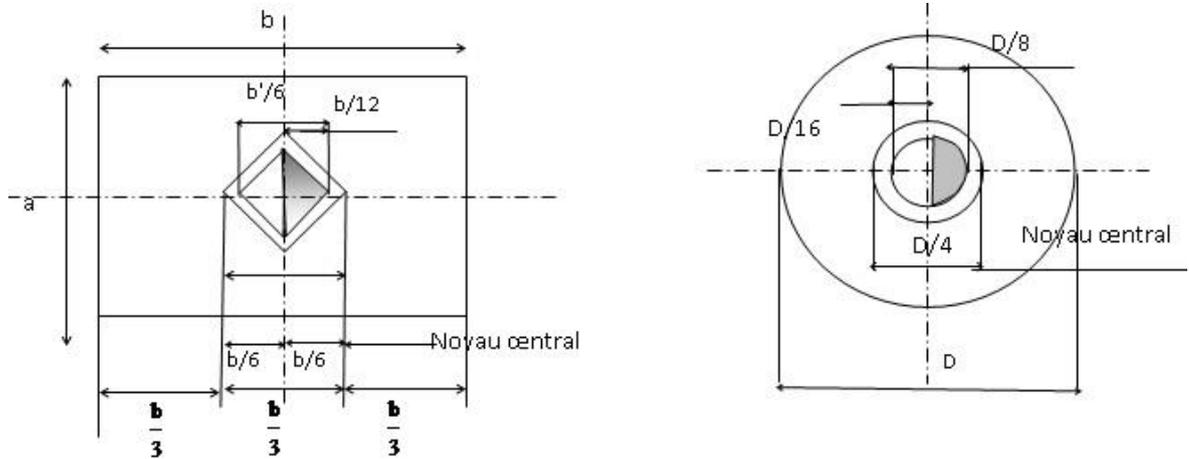


Figure VI.1 : Noyau central des sections rectangulaire et circulaire

a- Compression simple si N est dans le noyau central **c'est à dire :**

- $e_1 \leq \frac{b}{12}$ Pour section rectangulaire;
- $e_1 \leq \frac{D}{16}$ Pour section circulaire.

b- flexion composée si N est hors le noyau central c'est à dire :

- $e_1 > \frac{b}{12}$ Pour section rectangulaire;
- $e_1 > \frac{D}{16}$ Pour section circulaire

Les sollicitations sont calculées à l'aide du logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes (2):

$$\begin{array}{l}
 ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q \longrightarrow 1^{\text{er}} \text{ genre} \\
 ELS \rightarrow G + Q \\
 ACC2 \rightarrow 0.8G \pm E \\
 ELPOT \rightarrow G + Q \pm 1.2E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} ELU \\ ELS \\ ACC2 \\ ELPOT \end{array}} \right\} \longrightarrow 2^{\text{ème}} \text{ genre}$$

VI.1.2 Ferrailage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par les règlements RPA99 et le BAEL91.

A. Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

a. Conditions du RPA99 (2):

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

- leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone I.
- leur pourcentage maximale sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- le diamètre minimum est de 12mm
- la longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone I
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone I
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale (**figure VI.2**) sont :

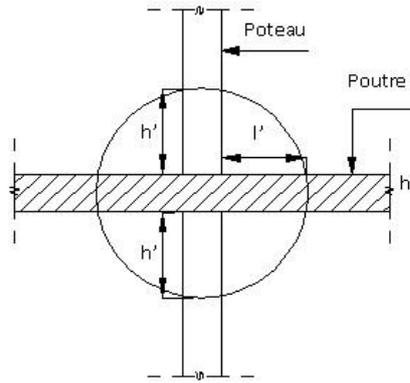


Figure VI.2 : Zone nodale

$$l' = 2h$$

$$h \leq \max \left(\frac{\alpha h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right)$$

Avec :

h: la hauteur de la poutre;

b et a : section d'un poteau;

h_e : la hauteur libre entre deux étages.

b. Conditions de BALE 91 (4):

- La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - A_l \geq 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ - 0.2\% B \leq A_l \leq 5\% B \end{array} \right\} \text{Pour une section entièrement comprimée.}$$

Avec B : la section totale du poteau.

$$- A_{\min} = 0.23 \frac{ft28}{fe} b_0 d \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d} \text{ pour une section partiellement comprimée.}$$

Avec :

e : excentricité totale de l'effort normal ;

d : hauteur utile de la section.

$$- A_{\min} = \frac{ft28}{fe} B \text{ pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale c de deux barres voisines doit respecter la condition suivante (**figure VI.3**) : $c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$

Où b étant le petit côté du rectangle.

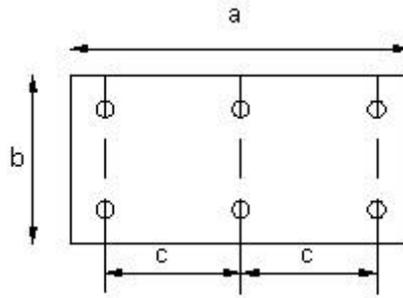


Figure VI.3 : Espacement des armatures longitudinales

B. Les armatures transversales :

a. Conditions de RPA99 :

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

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a' T_u}{a' f_e} \text{ Avec :}$$

T_u : effort tranchant;

a : hauteur totale de la section brute;

f_e : limite élastique des armatures transversales;

ρ_a : coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g

$$l_g = \frac{l_f}{a}$$

$$\text{si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\text{si } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

δ_t : espacement entre les armatures transversales;

- Dans la zone nodale :

$$\delta_t \leq \min (10\varnothing_1 ; 15\text{cm}) \quad (\text{en zone I})$$

- Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varnothing_1 \quad (\text{en zone I})$$

- Section minimale des armatures transversales: $\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donné comme

suit:

Si:

$$- \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$$

$$- \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$$

- $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ interpolation des valeurs limites précédentes.

Avec:

a et b: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et L_f : longueur du flambement.

b. Conditions de BAEL91 :

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$f_t \leq \frac{1}{3} f_{l \max}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$d_t = \min(15f_{l \min}, 40cm, b + 10cm)$$

Avec :

b : la plus petite dimension de la section transversale du poteau

$f_{l \min}$: le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

- Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

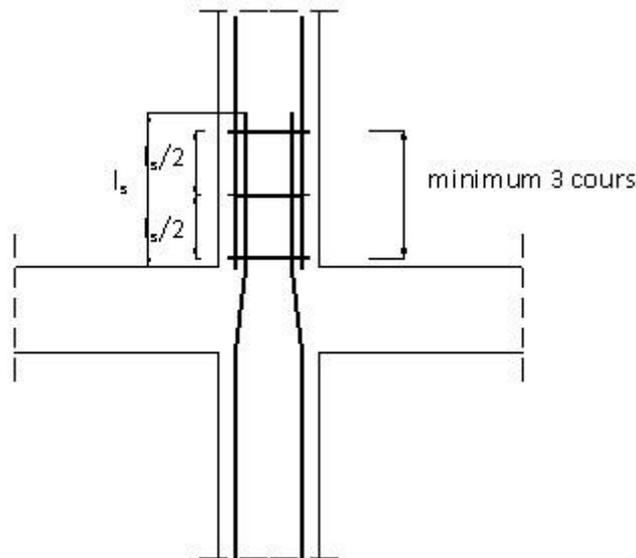


Figure VI.4 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement

VI.1.3 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS.

Tableau VI.1 Les sollicitations de calcul.

Poteaux		Mmax , Ncorr		Nmax, Mcorr		Nmin , Mcorr	
35x35	1 ^{er} Genre	-12.89	466.73	849.44	-0.3	278.33	-7.29
	2 ^{ème} Genre	-67.81	504.57	631.91	-62.31	60.79	11.10
30x30	1 ^{er} Genre	-16.06	182.8	332.38	1.022	101.38	-7.54
	2 ^{ème} Genre	-40.25	175.84	245.53	-29.92	43.14	12.71

VI.1.4 Calcul des armatures longitudinales

soit un exemple de calcul de ferrailage pour le poteau de dimensions : (35x35) cm².

$$b = 35 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad d = 31.50 \text{ cm}$$

$$N_{\max} = 849.44 \text{ kN}$$

$$M_{\text{cor}} = -0.30 \text{ kN.m}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = 0.00035 \text{ m}$$

$$\frac{h}{12} = 2.92 \text{ cm}$$

$$e_1 < \frac{h}{12} \Rightarrow \text{le centre de pression se trouve dans le noyau central.}$$

La section sera calculée en compression simple.

➤ Etat limite ultime de résistance :

$$A' = \frac{N - 100 B \cdot \sigma'_b}{100 \cdot \sigma'_2} = \frac{479.22 \times 10^3 - 100 \times 35 \times 35 \times 11.33}{100 \times 348}$$

$$A' = -15.48 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{soit } A' = 0$$

➤ Etat limite de stabilité de forme :

$$\lambda = 21.65$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.79$$

$$A'' \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{\beta_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A'' \geq \left(\frac{567980}{0.79} - \frac{1089 \times 20 \times 10^2}{0.9 \cdot 1.5} \right) \cdot \frac{1.15}{400 \times 10^2} = -18.88 \text{ cm}^2.$$

$$A'' < 0 \Rightarrow A'' = 0$$

Le calcul donne une section surabondante, alors on adopte le ferrailage minimum préconisé par le RPA.

Selon RPA99 : $A_{\min} = 0.7\%(B) = 8.58 \text{ cm}^2$

Vérification des sections d'armatures à l'aide du logiciel SOCOTEC :

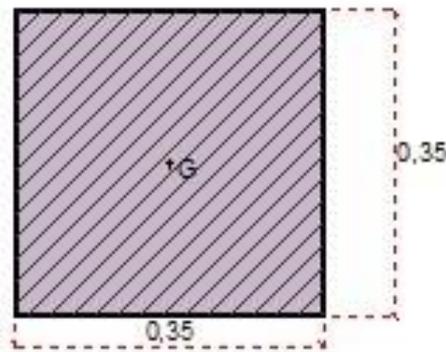
Données saisies :

Largeur section :	0,35 m
Hauteur section :	0,35 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{cj}	20 MPa
Limite élastique de l'acier : f_e	400 MPa
Coefficient de durée d'application des charges :	1
Coefficient de sécurité du béton :	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15
Effort normal ELU :	849,4 kN
Moment fléchissant ELU :	-0,3 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	0 cm ²

Section entièrement comprimée.



VI.1.5 Calcul des armatures transversales :

➤ Diamètre des armatures transversales :

- Selon le B.A.E.L 91 modifié 99 :

$$\phi_t \leq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\delta_t \leq \min (15 \times \phi_{\min}; 40 \text{ cm}; b + 10)$$

$$\delta_t \leq \min (18; 40 ; 45) \quad \Rightarrow \quad d_t = 15 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 :

$$A_t = \frac{r_a \times d_t \times T_{\max}}{a \times f_e}$$

➤ Calcul des espacements :

$$\begin{cases} \delta_t \leq \min (10 \phi_1, 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ \delta_t \leq 15 \times \phi_1 \cdot \min & \text{en zone courante} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \delta_t \leq \min (12 ; 15) \text{ cm} \\ \delta_t \leq 18 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $\begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm} & \text{en zone nodale} \\ \delta_t = 15 \text{ cm} & \text{en zone courante} \end{cases}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = 6.12 \quad \Rightarrow \quad \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 47360}{35 \times 235 \times 10^2} = 2.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot \delta'_t = 0,3\% \times 35 \times 15 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature :

$$A_t = 4\phi 8$$

On prend : $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi \quad \text{En zone I}$$

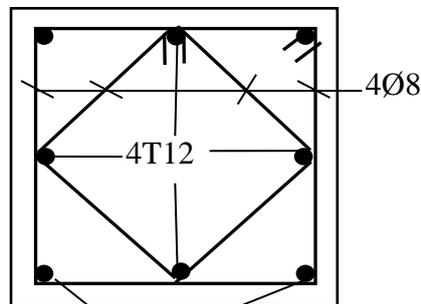
Détermination de la zone nodale : $\begin{cases} L' = 2 \cdot h \\ h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h_i ; 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} \\ h' = \max\left(\frac{306}{6}; 35; 35; 60\right) \text{ cm} = 60 \text{ cm.} \end{cases}$$

Le choix du ferrailage longitudinal et transversal est illustré sur le tableau **VI.5**.

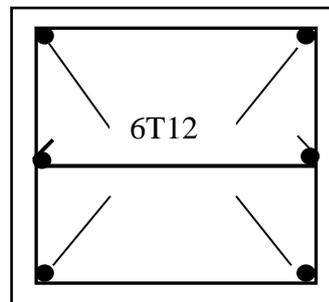
Tableau VI.2: Choix du ferrailage des poteaux

Armatures longitudinales					Armatures transversales		
poteaux	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix des barres	A_{cor} (cm^2)	A_t (cm^2)	δ_{tC} (cm)	δ_{tN} (cm)
35x35	0.00	8.58	8T12	9.04	$4\phi 8$	15	10
30x30	0.00	6.30	6T12	6.78	$2\phi 8$	15	10



4T12

Poteau (35x35)



Poteau (30x30)

Figure VI.5 : Ferrailage des poteaux

VI.2. Les poutres :

VI.2.1 Introduction:

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux trop faibles.

Les poutres sont étudiées en flexion simple sous sollicitations les plus défavorables c'est à dire les sollicitations maximales en respectant les règles imposées par le RPA99 et le BAEL 91.

Les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

➤ Combinaisons fondamentales (4) :

$$\text{ELU} \rightarrow 1.35G+1.5P$$

$$\text{ELS} \rightarrow G+P$$

➤ Combinaisons accidentelles (2) :

$$A_{\text{acc1}} \rightarrow G+P+E$$

$$A_{\text{acc2}} \rightarrow G+P-E$$

$$A_{\text{acc5}} \rightarrow 0.8G+E$$

$$A_{\text{acc6}} \rightarrow 0.8G- E$$

VI.2.2 Ferrailage :

a. Armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

- Condition de non fragilité selon le **BAEL** :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \frac{f_t}{f_e}$$

- Conditions du **RPA99**:

Sachant que notre bâtiment est implantée en zone I, on a :

- Le pourcentage total minimum des armatures longitudinales :

$$A_{\text{min}} = 0.5\% \text{ de la section de béton.}$$

- Le pourcentage total maximum des armatures :

$$A_{\text{max}} = 4\% \text{ de la zone courante}$$

$$A_{\text{max}} = 6\% \text{ de la zone de recouvrement.}$$

La longueur de recouvrement : $40\phi_{\max}$

b. Armatures transversales :

➤ Conditions du **RPA99**:

La quantité d'armatures transversales minimales est :

• $A_{t\min} = 0.003 \times \delta_t \times b$ Avec :

b : largeur de la poutre;

S_t : espacement des armatures transversales avec :

$\delta_t = \min (h / 4; 12\phi_l; 30cm)$ en zone nodale

$\delta_t \leq h / 2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations dans les poutres principales et secondaires sont extraites du logiciel ETABS (**Tableau VI.3**).

Tableau VI.3 Tableau récapitulatif des sollicitations.

Poutres	Moments en travées (KN.m)		Moments sur appuis (KN.m)		Effort tranchant (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	
P_p (30×35)	21.80	16.15	-33.51	-24.82	68.05
P_s (30×35)	6.55	4.85	-10.06	-7.75	20.44

Exemple de calcul :

Nous allons calculé la poutre principale la plus sollicité :

- **Sollicitations de calculs :**

• **En travée :**

A ELU → $M_t^u = 21.80$ KN.m

A ELS → $M_t^s = 16.15$ KN.m

- **En appui :**

$$\text{ELU} \rightarrow M_a^u = -33.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \rightarrow M_a^s = -24.82 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant à L'ELU :**

$$T_u^{\max} = 68.05 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures longitudinales :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{21.80 \cdot 10^3}{11.33 \times 30 \times 31.5^2} = 0.0646$$

$$\mu < \mu_L = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq 0 \\ 1000 \xi_s > 1000 \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.17$$

$$b = 1 - 0.4a = 0.931$$

$$A = \frac{M_t^u}{s_s \cdot b \cdot d} = 2.14 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$m = \frac{M_t^u}{s_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{33.51 \cdot 10^3}{11.33' \cdot 30' \cdot 31.5^2} = 0.099$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2m}) = 0.131$$

$$b = 1 - 0.4a = 0.948$$

$$A = \frac{M_t^u}{s_s \cdot b \cdot d} = 3.22 \text{ cm}^2$$

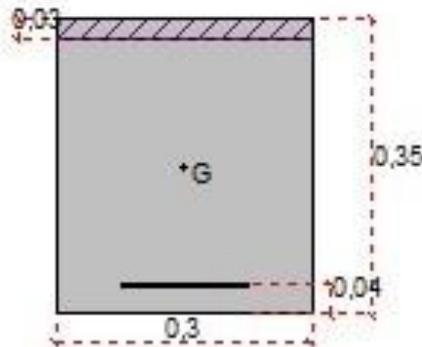
Vérification des sections d'armatures à l'aide du logiciel SOCOTEC :

Données saisies :

Largeur section :	0,3 m
Hauteur section :	0,35 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,04 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,04 m
Contrainte du béton : f_{cj}	20 MPa
Limite élastique de l'acier : f_e	400 MPa
Coefficient de durée d'application des charges :	1
Coefficient de sécurité du béton :	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15
Effort normal ELU :	0 kN
Moment fléchissant ELU :	21,8 kN·m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	2,06 cm ²
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,03$ m	



b Les armatures transversales :

- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne c'est-à-dire (4) :

$$t_u < \bar{t}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b' d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28} / gb; 5 \text{ MPa}) \text{ ® fissuration peu nuisible}$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,72 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 2,67 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

⇒ Les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

➤ Diamètre des armatures transversales : φ_t

$$\varphi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l^{\min} \right] \text{ mm.}$$

$\varphi_t \leq 10 \text{ mm} \rightarrow$ on prend $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

Les armatures transversales sont donc : (cadres +étrier)

$$A_t = 4 \varphi_t 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement des armatures transversales :

$$(1) \begin{cases} \delta_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} & [\text{BAEL 91 / A.5.1,23}] \\ \delta_t \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) & [\text{BAEL 91 / A.5.1,22}] \\ \delta_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} & [\text{BAEL 91 / A.5.1,22}] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \delta_t \leq 14.49 \text{ cm} \\ \delta_t \leq 28.35 \text{ cm} \\ \delta_t \leq 39.36 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta_t \leq 14.49 \text{ cm}$$

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

➤ Vérification les résultats obtenues par les conditions de RPA 99:

- Espacement des armatures :

Dans la zone courante : $\delta_t = 15 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Dans la zone nodale : $\delta_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) = \min (8.75; 14.4) \text{ cm}$

- Armatures minimales : $A_{t \min} = 0.003 \times \delta_t \times b$

$A_{t \min} = 0.90 \text{ cm}^2 < A_t \rightarrow$ condition vérifiée

Le choix du ferrailage longitudinal et transversal est illustré sur le **tableau VI.4.**

Tableau VI.4 : Choix du ferrailage des poutres

Armatures longitudinales					Armature transversale			
Poutres	A_{ccor} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	Barres choisies	A_{ccor} (cm ²)	A_t (cm ²)	δ_{tC} (cm)	δ_{tN} (cm)
P-P (30x35)	Travée	2.14	5.25	3T12	3.39	4 ϕ 8	15	10
	Appuis	3.22		3T12	3.39			
P-S (30x35)	Travée	0.72	5.25	3T12	3.39	4 ϕ 8	15	10
	Appuis	1.07		3T12	3.39			

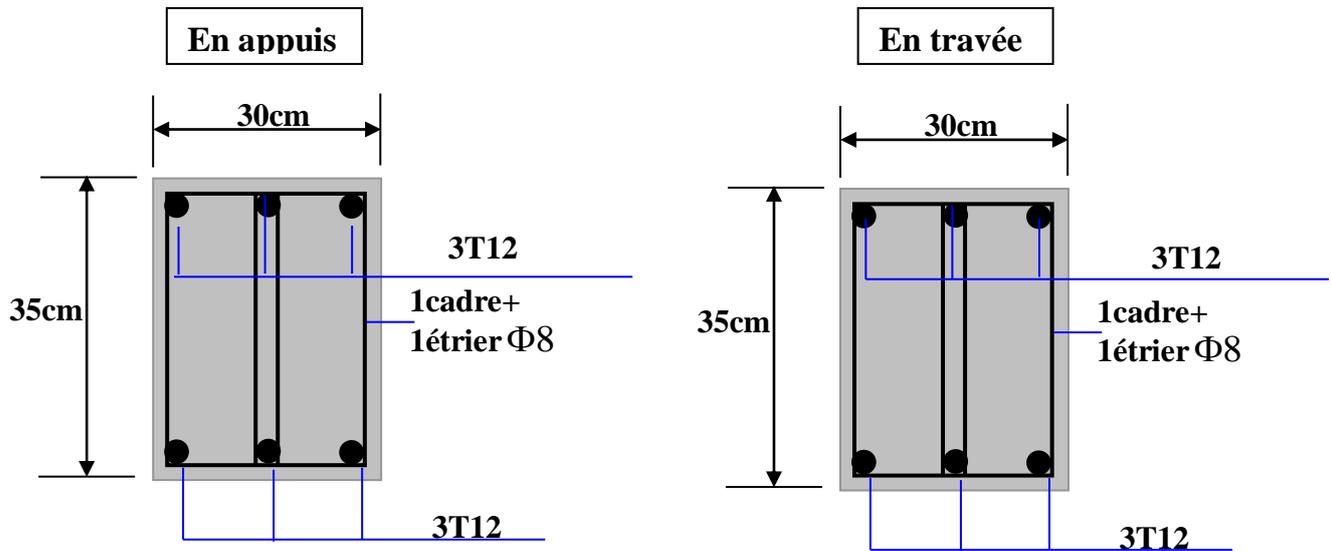
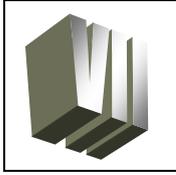


Figure VI.6 : Ferrailages des poutres

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCRURE



Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure et recevoir les actions ascendantes du sol afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a- fondation superficielles :

- semelles isolées
- semelles filantes
- radier général

b- fondation profondes :

- semelles sur puits
- semelles sur pieux

Pour notre cas et compte tenu de la contrainte du sol de **2 bars** nous optons pour des semelle isolées, on distingue alors trois type de semelles isolées : semelle de centre, semelle de rive et semelle d'angle.

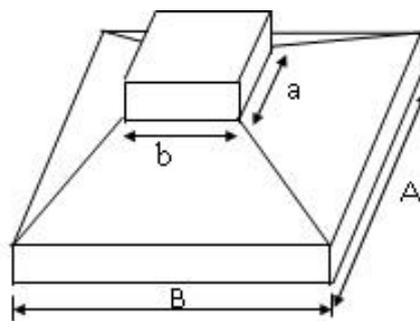


Figure VII.1 : Semelle isolée

VII.2 Pré dimensionnement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{\text{SOL}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A.B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{SOL}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \cdot \frac{b}{a}}$$

VII.3 Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calculs illustrées sur le **tableau VII.1** sont extraites du logiciel ETABS.

Type de semelle	Efforts à ELU		Efforts à ELS	
	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
Semelle de centre	849.28	0.20	619.08	0.15
Semelle de rive	503.47	-1.11	367.65	-0.82
Semelle d'angle	290.50	-4.29	212.60	-3.12

VII.4 Dimensionnement et ferrailage des semelles :

Le dimensionnement des semelles isolées s'effectue à l'état limite de service et le ferrailage à l'état limite ultime (5).

➤ Dimensionnement :

On suppose un diagramme trapézoïdal des contraintes sous la semelle :

$$\sigma_M = \frac{P_s}{A \cdot B} + \frac{M_s}{I} \cdot V \quad ; \quad \sigma_m = \frac{P_s}{A \cdot B} - \frac{M_s}{I} \cdot V$$

Ou encore :

$$\sigma_M = \frac{P_s}{A \cdot B} \left(1 + 6 \cdot \frac{e_s}{B} \right) \quad ; \quad \sigma_m = \frac{P_s}{A \cdot B} \left(1 - 6 \cdot \frac{e_s}{B} \right)$$

Avec :

σ_M, σ_m - les contraintes (maximale et minimale) sous la semelle,

P_s, M_s - l'effort normal et le moment fléchissant, appliqués à la semelle, à l'E.L.S,

A, B - les dimensions de la semelle rectangulaire ($A \geq B$),

I - le moment d'inertie de la semelle,

V - la position des fibres les plus sollicitées,

e_s - l'excentricité de l'effort normal par rapport à l'axe du poteau.

La contrainte au sol est totalement en compression si σ_M et σ_m sont positifs ou nuls, soit si : $e_s \leq B/6$ (P_s tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle).

Considérons la contrainte σ correspondant au point situé au quart de la largeur de la semelle, distance mesurée à partir du point d'application de σ_M (**Figure VII.2**).

Nous avons :

$$\sigma = \frac{3 \cdot \sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{P_s}{A \cdot B} \left(1 + 3 \cdot \frac{e_s}{B} \right)$$

La condition de résistance est que :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}$$

Où $\bar{\sigma}$ est la contrainte admissible du sol, ce qui donne :

$$\frac{P_s}{A \cdot B} \left(1 + 3 \cdot \frac{e_s}{B} \right) \leq \bar{\sigma} \text{ ou encore :}$$

$$\boxed{A \cdot B \leq \left(1 + 3 \cdot \frac{e_s}{B} \right) \cdot \frac{P_s}{\bar{\sigma}}}$$

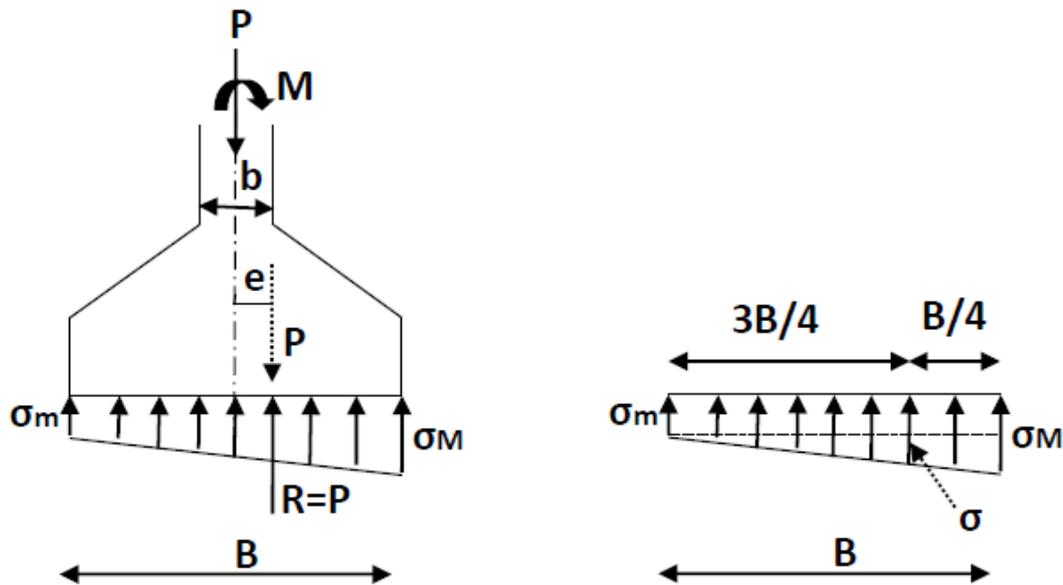


Figure VII.2 : Semelle rectangulaire soumise à un effort normal et à un moment.

Diagramme de contraintes trapézoïdal.

➤ **Les hauteurs utiles :**

$$\frac{B - b}{4} \leq d_a \leq d_b \leq A - a$$

➤ **Ferraillage (à l'E.L.U.) :**

Lorsque les deux conditions suivantes sont simultanément remplies à savoir :

$$e_u \leq \frac{B}{6} \text{ et } e_u \leq \frac{B}{24}$$

on peut utiliser la méthode des bielles en considérant que tout se passe comme si la semelle recevait une contrainte uniforme égale à $\sigma_{3/4}$. On remplace la charge réelle P par une charge fictive P' :

$$P' \leq P_u \left(1 + 3 \cdot \frac{e_u}{B} \right)$$

Les sections d'acier (A_b, A_a) parallèles au côté B et au côté A respectivement, sont calculées par les formules suivantes :

$$A_b \leq \frac{P_u \left(1 + 3 \cdot \frac{e_u}{B} \right) (B - b)}{8 \cdot d_b \cdot \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_a \leq \frac{P_u \left(1 + 3 \cdot \frac{e_u}{B} \right) (A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s}$$

➤ **Exemple de calcul:**

Dans cet exemple on va faire le dimensionnement et le calcul de ferraillage pour la semelle centrée. Pour les autres semelles on utiliseras le logiciel Autodesk Robot structural V2010.

Nous avons les sollicitations suivantes :

A L'ELU : Nu = et Mu =

A L'ELS ; Ns= et Ms =

- Calcul des excentricités :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.15}{619.08} = 2.4 \cdot 10^{-4} m = 0.024 cm$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.20}{849.28} = 2.4 \cdot 10^{-4} m = 0.024 cm$$

- Dimensionnement :

Comme : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \rightarrow A = B$ d'où :

$$A^2 \geq \left(1 + \frac{3 \cdot e_s}{A} \right) \cdot \frac{N_s}{\sigma_s} \rightarrow A^2 \geq \left(1 + \frac{3 \cdot 0.024}{A} \right) \cdot \frac{610.08 \cdot 10^3}{20}$$

Par tâtonnement on aura $A = 175.97$ cm soit **$A = 180$ cm**

Alors : $A = B = 180$ cm et $d_a = \frac{B-b}{4} = \frac{180-35}{4} = 36.25$ cm soit $H = 40$ cm

- Ferrailage :

On a :

$$A_b \leq \frac{P_u \left(1 + 3 \cdot \frac{e_u}{B}\right) (B-b)}{8 \cdot d_b \cdot \sigma_s} = \frac{849.28 \cdot 10^3 \left(1 + 3 \cdot \frac{0.024}{180}\right) (180-35)}{8 \cdot 36.25 \cdot 10^2} = 12.64 \text{ cm}^2$$

$$A_a \leq \frac{P_u \left(1 + 3 \cdot \frac{e_u}{B}\right) (A-a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s} = 12.64 \text{ cm}^2$$

Les résultats de dimensionnement et ferrailage des semelles sont illustrés sur le **tableau VII.1**.

Tableau VII.1 : Dimensionnement et ferrailage des semelles de fondation

Type de semelle	Dimensions cm	Ferrailage Calculé (cm ²)	Ferrailage adopté
Semelle de centre	A=180	$A_a = 12.64$	10T14 ep=15cm
	B=180 H=40	$A_b = 12.64$	10T14 ep=15cm
Semelle de rive	A=140	$A_a = 7.96$	8T12 ep=15cm
	B=140 H=30	$A_b = 7.96$	8T12 ep=15cm
Semelle d'angle	A=110	$A_a = 4.43$	5T12 ep=15cm
	B=110 H=25	$A_b = 4.43$	5T12 ep=15cm

➤ **Dessin de ferrailage:**

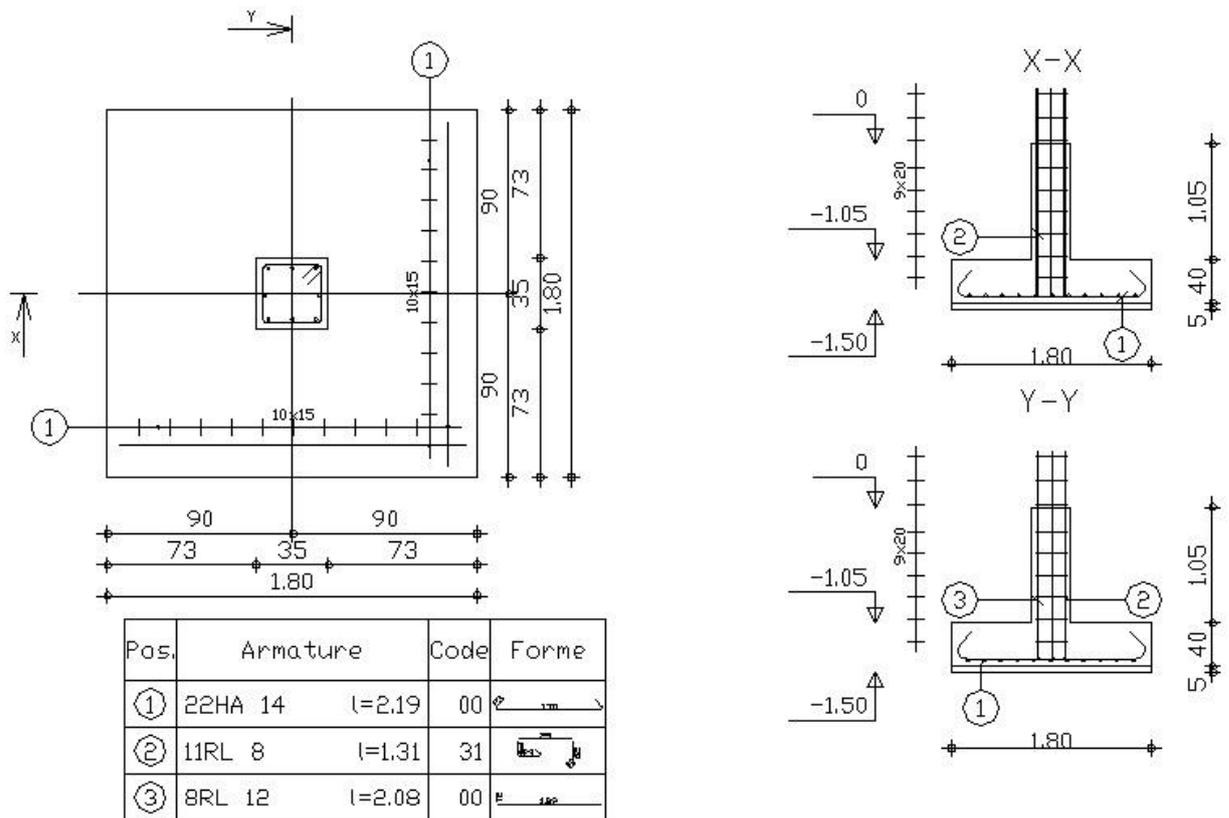


Figure VII.2 : Dessin de ferrailage de la semelle de centre

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La réalisation de cette étude représente pour moi la concrétisation et la mise en pratique de l'apprentissage théorique, ainsi que toutes les connaissances acquises durant le cycle de ma formation, en se basant essentiellement sur les documents techniques et réglementaires, et de recourir à des méthodes de calcul récentes, tout en appliquant les principes de base qui devraient être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offerte par l'ordinateur, ont influencé profondément sur les méthodes de calcul, en effet, on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les anciennes méthodes.

La modélisation de la structure a été réalisée par le logiciel ETABS qui offre de meilleurs performances techniques et un gain de temps appréciable et les résultats ainsi trouvés m'ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de notre bâtiment

Enfin j'espère que ce modeste travail sera un guide précieux pour les futurs promotions.

Références bibliographique

➤ **Livres et DTR**

- [1] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- [4] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [5] CHERIFI FATIHA, Calcul des semelles de fondations en béton armé (cours et applications) Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou 2018
- [6] Y. CHERAIT, « calcul des ouvrage en béton armé ». Règle CBA 93 RPA 2003, Office des Publications Universitaires. Éditions : 2.03.4217, 2004.
- [7] Jean-Pierre Mougín, « BÉTON ARMÉ, BAEL 91 MODIFIÉ 99 et DTU ASSOCIÉS ». Éditions EYROLLES, 2008.

➤ **Mémoires de fin d'études**

- DJAALLI Lynda et MADAOUI Zoulikha : Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation Contreventé par un système mixte (voiles-portique), Université de BEJAI, Promotion 2012/2013
- BENSAAD Kenza et TOUATI ASMA : Etude d'un bâtiment R+5 à usage multiple « Portique contreventé par des voiles », Université de OUM EL BOUAGHI Promotion 2012/2013
- DJELADJEL Larbi et DJEBIRI Taha : Étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation (RDC+9 étages) Avec irrégularité en plan A AIN TEMOUCHENT, Université de SAIDA, Promotion 2016/2017
- Cours et applications de béton armé

➤ **Logiciels de calcul**

- SOCOTEC
- ETABS V 9.7.4
- AUTODESK ROBOT STRUCTURAL V2010