



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M...../GCA/2019

## MASTER ACADEMIQUE

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : Construction**

**2<sup>ème</sup> année – Master**

### Thème

Etude d'un bâtiment (RDC+8+SOUS-SOL) a usage  
d'habitation et service

**Contreventé par un system mixte (portique-voile)**

**Présenté par :**

Mr. BOUHAIK Ahmed

Soutenu le 30/06/2019 devant le jury composé de :

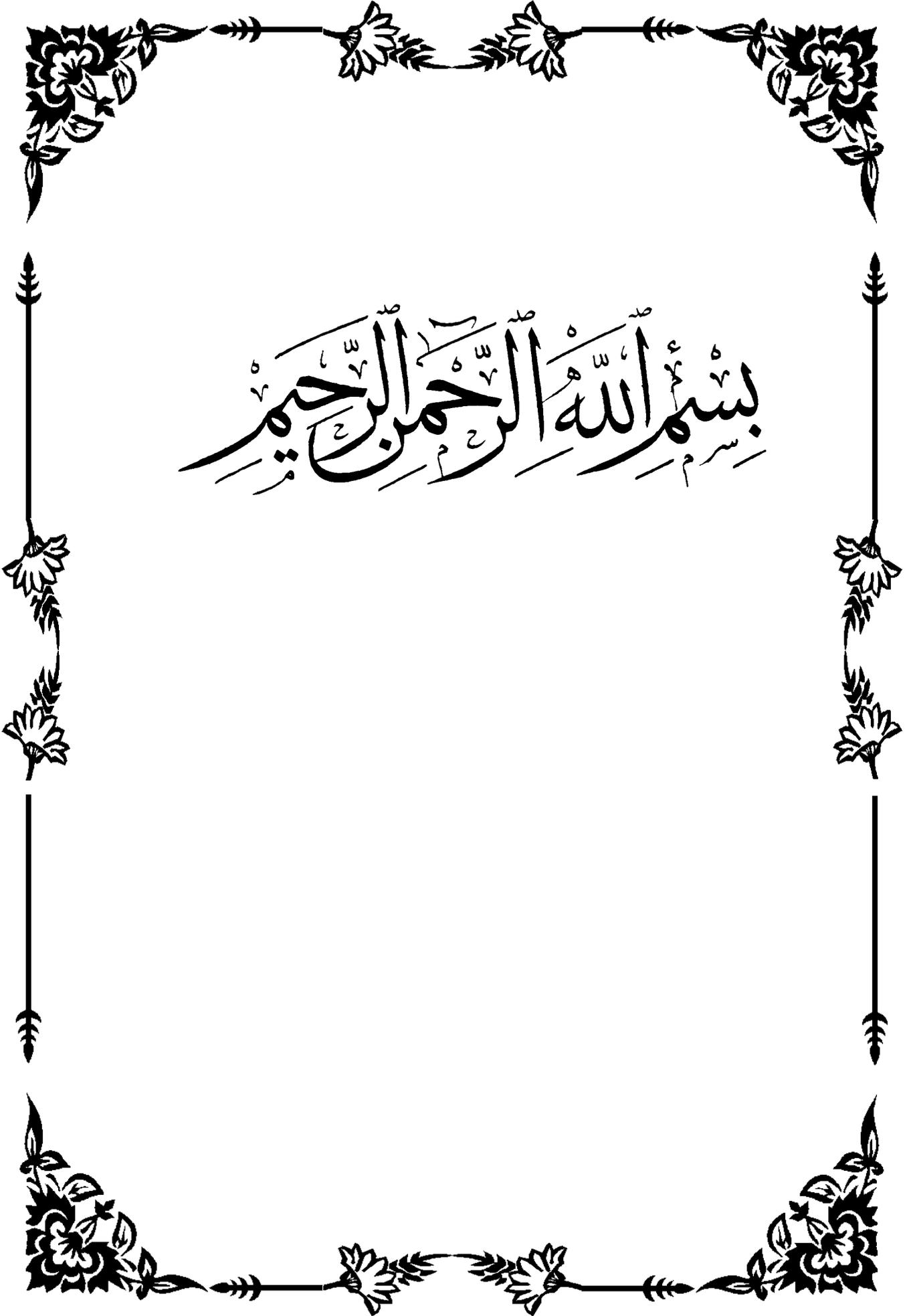
Examineur: Mr.REZIGUA AHMED

PRESIDENT : Mr.BELARIBI OMAR

ENCADREUR : Mr.ZELMAT YACINE

**Année universitaire : 2018/2019**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



# Remerciements

- ❖ *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*
- ❖ *Ainsi nous remercions tous les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.*
- ❖ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr Y.Zelmat pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*
- ❖ *Nous saisons également cette opportunité pour remercier les membres de bureau d'étude et particulièrement Mr.brahim et Mr .belkacem qui nous ont beaucoup aidé pour élaborer ce travail.*
- ❖ *Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de génie civil.*
- ❖ *Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de Fin d'étude.*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.*

*A mes très chers frères nabil et abdraouf.*

*A toute la famille " Bouhaik".*

*A mes meilleurs amis en particuliers bekkouch nadir et el-fatmi omar et Abdelkrim rezki et à Tous ceux qui me sont chère sans exception.*

*A mon encadreur bien sûr : " Mr. F. Zelmat" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre Mémoire.*

*A tout la promotion de Génie Civil 2019.*

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة ، تتألف من طابق سفلي ويليه طابق أرضي و 8 طوابق للاستعمال المختلط , و الواقعة في ولاية مستغيم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم II من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير RPA99 / version2003 المقاومة للزلازل الجزائرية أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية قد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة. Robot structural analyse2015, RPA99/2003, BAEL91

## Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (S-SOL+R+8) contreventée par des portiques et des voiles, à usage mixte. La structure est implantée à Wilaya de Mostaganem, zone de sismicité élevé (zone II). L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003. Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91

Mots clé :bâtiment béton, Robot structural analyse2015, RPA99/2003, BAEL91

## Summary

This project consists mainly in dynamic analysis of a structure (Sub-Soil+R+8) for mixed usage. The structure is located in Mostaganem; State which is characterized by an elevated seismicity activity (zone II). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003). The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91)

Keywords: building, concrete, Robot structural analyse2015, RPA99/2003, BAEL91

## Table des matières

- Remercîment
- Dédicace
- Tables des matières
- Listes des figures
- Liste des tableaux
- Liste des symboles
- INTRODUCTION

### Chapitre I: generalité

- Introduction 13
- Présentation de l'ouvrage 13
- But 14
- Choix d'une structure 14
- Maçonnerie : 14
- Les Revêtements : 14
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds. 14
- Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions : 17
- Caractéristiques géotechniques du sol 17
- Logiciels utilisés 17

### Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments résistant

- Pré dimensionnement des éléments et descente de charge 19
- Balcons 20
- d'exploitation 21
- Pré dimensionnement des poteaux 21
- Remarque 21
- pré dimensionnement des poutres : 21
- Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1 ) 22
- Conclusion 23
- Pré dimensionnement des planchers 23
- Plancher en corps creux 23
- Plancher dalle pleine 23
- Pré dimensionnement des voiles 25

• Conclusion	25
• Calcul de l'effort normal sous poteau (milieu)	26
• Surface d'influence revenant au poteau	26
• Poids propre des poutres	26
• Vérification des poteaux au flambement	27

### CHAPITRE III : Etude des éléments non structuraux

• Poids propre des poutres	31
• Escaliers :	33
• Introduction :	33
• calcul de nombre des marches :	33
• Pré-dimensionnement de la paillasse :	35
• Descente de charge :	36
• Descente de charge (palier) :	36
• Déterminations des sollicitations :	37
• ELU :	37
• Étude de la poutre palière	43
• ferrailage de la poutre palier	43
• Condition de non fragilité :	43
• Pourcentage des aciers d'après Art 7.5.2.1 RPA99/v2003 :	43
• vérification les efforts tranchants	45
• Calcule d'espacement :	45
• Vérification de la flèche :	45
• Acrotère	46
• Définition	46
• Hypothèse de calcul :	46
• Calcul de l'excentricité	48
• Balcon	51
• Vérification au cisaillement	54

• Vérification de la flèche	54
• Ascenseur	56
• Ferrailage de la dalle de compression	65
• Calcul de la poutrelle	65
• Méthode de CAQUOT	66
• Etude du plancher dalle pleine	81
• Les charges dues au plancher	81
• Les combinaisons d'action	81
• calcul de ferrailage	82

### **Chapitre V : étude sismique**

• Introduction	85
• Méthode de calculs	86
• Conditions d'application de la méthode statique équivalente	86
• Méthodes dynamiques	86
• Participation massique	95
• Vérification des déformations :	95
• Sens X-X :	100

### **chapitre.VI;étude des éléments principaux**

• Ferrailage longitudinal :	105
• Choix des armatures	106
• Choix des armatures :	1066
• Vérification nécessaire pour les poutres :	1066
• Vérification de la flèche :	1077
• Vérification de la contrainte tangentielle :	1088
• Vérification à L'ELS:	1088
• Vérification des contraintes	1088
• Vérification des contraintes de compression du béton	1088
• Dimensions à respecter par les poutres et poteaux	1099

• Ferrailage minimum d'après le CBA93	1099
• Calcul de la longueur de recouvrement	11111
• Sollicitations normales	1155
• Sollicitations tangentes	1166
• La méthode de calcul	12121
• Types de voiles étudiés	1233
• Armatures verticales :	1244
• Armatures minimales du RPA99/v2003 : selon le RPA99/v2003 :	1244
• Le pourcentage minimal (règles communes) :	1244
• Ferrailage horizontal à l'effort tranchant	1255
• Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant	125
• Les Armatures horizontales :	1266
• Choix des barres :	1266
• Calcul de la poussée des terres	1277
• Détermination des sollicitations	1277
• IV. Calcul du ferrailage :	1299

## Chapitre.VI. Étude de l'infrastructure

• Introduction	1333
• Choix du type de fondation	1333
• Fondation	133
• Semelle isolée :	133
• Semelles filantes :	134
• Dimensionnement des semelles filantes	1344
• Vérification du poinçonnement :	135
• Vérification de la contrainte du sol :	135
• Vérification de la stabilité au renversement :	135
• Vérification de la poussée hydrostatique :	135
• Ferrailage :	135

• Étude des poutres de rigidité :	135
• Vérification nécessaire	135
• A l'ELU :	136
• A l'ELS :	136
• Armatures transversales :	137
• Armature de peau :	137
• Les longrines :	138
• Conclusion général :	140

## listes des figures

• FIGURE.I. 1. Site du projet. :	13
• FIGURE.I. 2. Vue en 3D de la structure :	14
• Figure II.1 :couche plancher corps creux :	19
• FigureII.2 : couche plancher terrasse (d.p) :	19
• Figure.II.3 :couche plancher étages courant (c.c) :	19
• Figure.II.4 : couche plancher étages courants (d.p) :	19
• Figure.II.5 : couche de balcon :	20
• figure.II.6 : Coupe transversale du mur extérieur :	20
• Figure.III 1: schéma d'un escalier :	33
• Figure .III.2 : dimension des marche et contre marche :	34
• Figure.III.3 : dimension de l'escalier :	35
• Figure .III.4: schéma statique de l'escalier :	37
• figure .III.5: répartition des charge :	40
• FIGURE III.6 : schéma de ferrailage de RDC :	43
• Figure.III.7 : schéma du ferrailage de l'escalier d'étage courant :	43
• Figure .III.8 : Ferrailage de la poutre palier :	46
• Figure III.9 : Coupe transversal de l'acrotère :	51
• Figure.III.10 : Vue en plan de l'acrotère :	51
• Figure.III.11 : Evaluation des charges pour le balcon :	53
• Figure III.12 : Schéma statique du balcon :	53
• Figure.III.13 : Ferrailage du bacon :	56
• figure .III.14 : cage d'ascenseur :	57
• Figure.III.15 : schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impact :	61
• Figure.III.16 : vue en coupe du ferrailage de la dalle :	65
• Figure.III.17 : Schéma de ferrailage de la dalle :	65
• Figure.III.18 : répartition des charges sur poutrelle :	68
• figure.III.19 : dimension de poutrelle :	76
• Figure.III.20 : Schéma de poutrelle étage courant :	80
• figure.III.21 Schéma de poutrelle terrasse :	80
• Figure.III.22 : Ferrailage de la dalle plein :Coupe A-A	84
• Figure.III.23 : Ferrailage de la dalle plein : Coupe B-B	84
• Figure. IV.1 : Limites des décrochements en plan :	91

• Figure. IV.2 : Limites des décrochements en élévation :	92
• Figure.IV.3 : structure sans voile :	94
• Figure .IV.4 : disposition des voiles n°2 :	94
• Figure.IV.5 : disposition des n°3 :	95
• Figure.IV.6 : disposition des voiles n°4 :	95
• Figure.V.1 : disposition constructive des armatures des poutres transversales :	107
• FIGURE.V.2 : Dimensions à respecter par les poutres.(RPa) :	109
• Figure.V.3 : schéma de ferrailage du poteau 30*30 et 35*35 :	119
• Figure.V.4 : schéma de ferrailage du poteau 40*40 :	119
• Figure.V.5 : schéma de ferrailage du poteau 45*45 et 50*50 :	120
• Figure.V.6 : schéma de ferrailage du poteau 55*55 et 65*65 :	120
• Figure.V.7 : ferrailage du voile	126
• Figure V. 8 : Section de calcul en appuis :	130
• Figure VI. : schéma de ferrailage de la semelle filante et poutre de rigidite:	139
• Figure VI.2 : schéma de ferrailage de la semelle filante (coupe A-A' et B-B')et poutre de regidite :	139
• Figure VI. : schéma de ferrailage des longrines. :	141

# listes des tableaux

• Tableau.I.1 : récapitulatif des Valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_e$ :	16
• Tableau II.1 : Charge permanente des murs extérieurs :	20
• Tableau II.2 : Charge permanente de la cloison intérieure :	20
• Tableau II.3 : Tableau r de la descente de charges sur le poteau :	27
• Tableau II.4 : pré-dimensionnement du poteau intermédiaire :	29
• Tableau.II.5 : vérification RPA et du flambement (P.I) :	29
• Tableau II.6 : pré-dimensionnement du poteau périphérique :	30
• Tableau.II.7 : vérification RPA et flambement (PP) :	30
• Tableau II.8 : pré-dimensionnement du poteau du coin (P.C) :	31
• Tableau II.9 : vérification RPA et flambement (P.C) :	31
• Tableau. III.1 : descente de charge paliasse :	36
• Tableau. III.2 : descente de charge palier :	36
• Tableau.III.3 : déférentes couche l'acrotère	47
• Tableau III.4 : Evaluation des charges pour le balcon :	52
• Tableau.III.5 : ferrailage du balcon :	54
• Tableau.III.6 : ferrailage de la dalle d'ascenseur :	58
• Tableau.III.7 : ferrailage de la dalle de la salle des machines :	62
• Tableau.III.8 : ferrailage des poutrelles :	78
• Tableau III. 9 : Récapitulatif des moments.	82
• Tableau IV.1.: valeurs des pénalités $P_q$ :	93
• Tableau.IV.2 : récapitulatif des différents modes obtenus :	96
• Tableau.VI.3 : caractéristique géométrique :	97
• TABLEAU.VI.4 : Comparaison entre l'effort dynamique et statique :	98
• Tableau.IV.5 : vérification des déformations :	99
• TABLEAU.IV.6 : Vérification au renversement (X-X) :	100
• TABLEAU.IV.7 : Vérification au renversement (Y-Y) :	101
• TABLEAU.V.1 : Calcul des sections d'armatures longitudinales. :	107
• Tableau V.2 : vérification des contraintes tangentielle :	108
• Tableau V.3 : Vérification des contraintes de compression du béton :	108
• Tableau.V.4 : Récapitulatif des sollicitations de la structure :	113
• Tableau.V.5 : excentricité pour chaque cas de sollicitations de la structure :	113
• Tableau.V.6 : vérification de la contions A pour chaque cas :	114

• Tableau.V.7 : vérification de la contions B pour chaque cas :	114
• Tableau.V.8 : ferrailage des poteaux :	115
• Tableau.V.9 : Vérification des poteaux sous sollicitation normales :	115
• Tableau.V.10 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	116
• Tableau.V.11 : excentricité pour l'ELS :	117
• Tableau.V.12 : verifications a l'ELS :	118
• TABLEAU.v.13 : Vérification FLAMBEMENT :	118
• Tableau.V.14 : ferrailages voiles :	126
• Tableau V. 15 : les coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ :	128
• Tableau V.16 : Récapitulatif des moments. :	128
• Tableau .VI.1 : charge due au semelle :	134
• Tableau.VI.2 : Vérification de la contrainte du sol :	135
• Tableau.VI.3 : résulta méthode de Caquot :	137
• Tableau.VI.4 : ferrailage de la semelle :	138
• Tableau.VI. 5 :Le ferrailage recalculé :	138
• Tableau.VI.6 : vérification des contraintes :	138
• tableauVI.7 : ferrailage des longrines :	141

## listes des symboles

Au : Section d'aciers à l'ELU.

At : Section d'armature transversale.

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : La largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

C T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Cu : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

Cr : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

De : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.

Eb : Module de déformation longitudinal de béton.

Ei : Module de déformation instantanée (Eij à l'âge de j jours).

Es : Module d'élasticité de l'acier.

F : Force.

Fc28 : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

Ft28 : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

Hc : La profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m<sup>4</sup>)

Q : Charge variable (d'exploitation).

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

L<sub>max</sub> : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

M : Moment en général.

M<sub>a</sub> : Moment sur appui.

M<sub>u</sub> : Moment de calcul ultime.

M<sub>ser</sub> : Moment de calcul de service.

M<sub>t</sub> : Moment en travée.

N<sub>s</sub> : Effort normal de service.

N<sub>u</sub> : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

N<sub>Tot</sub> : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

R : Coefficient de comportement global.

S : Section.

S<sub>t</sub>: Surface totale du bâtiment (m<sup>2</sup>).

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T<sub>2</sub>: Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

V<sub>ser</sub> : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.

V<sub>u</sub>: Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W: Poids propre de la structure.

W<sub>Qi</sub> : Charges d'exploitation.

W<sub>Gi</sub> : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

$Z$  : Coordonnée d'altitude, bras de levier

$Z$  : Profondeur au dessous de la fondation (m).

$a$  : Une dimension (en général longitudinale) .

$b_0$  : Epaisseur brute de l'âme de la poutre

$d$  : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

$d'$  : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.

$e$  : Excentricité, épaisseur.

$f$  : Flèche

$f_e$  : Limite d'élasticité

$h_t$  : Hauteur total du radier (m).

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier

$u$  : Coefficient de poison

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\phi$  : Angle de frottement interne du sol (degrés).

$q$  : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

$\tau_{ultim}$ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\alpha$  : Coefficient dépendant de la nature de sol.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$ : Facteur d'amortissement.

$q_u$  : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.

$\gamma_q$  : Coefficient de sécurité.

# BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigées. Jean PERCHAT ,Jean ROUX
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes. :
- Etude d'un bâtiment (R +8+2 entresols) :Présenté par :HAMZI Hocine / BOURAMA Hamid (2016-2017)/bejaia.
- ETUDE D'UN BATIMENT (R+8+E-SOL) A USAGE MULTIPLE/Réalisé par : BENCHADI Sabrina. / ZADDI Samira.(2016-2017)/bejaia.
- Etude d'un bâtiment (R+7) À usage commercial et d'habitation : présenté par :BEN MOHAMED MAHEIDDINNE NACERA/MALKI NAIMA.(2016)/ khemis Miliana
- memoir donner par Mr.bensoula M.(r+15+2sous-sol).:présenté par: bendjaada N/bessaha.
  - figure II.1 :( memoir donner par Mr.bensoula M.(r+15+2sous-sol).:présenté par: bendjaada N/bessaha)
  - figure II.2 :( memoir donner par Mr.bensoula M.(r+15+2sous-sol).:présenté par: bendjaada N/bessaha)
  - figure II.3 :( memoir donner par Mr.bensoula M.(r+15+2sous-sol).:présenté par: bendjaada N/bessaha)
  - figure II.4 :( memoir donner par Mr.bensoula M.(r+15+2sous-sol).:présenté par: bendjaada N/bessaha)
  - figure II.5 :( memoir donner par Mr.bensoula M.(r+15+2sous-sol).:présenté par: bendjaada N/bessaha)
  - figure I.1 :( [www.googlemap.com/mostagnem/kharouba](http://www.googlemap.com/mostagnem/kharouba))
  - Figure.III.11:( memoir donner par Mr.bensoula M.(r+15+2sous-sol).:présenté par: bendjaada N/bessaha)

## ❖ INTRODUCTION

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec entre sol, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

Cette étude se compose de 5 chapitres :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier) et un pré dimensionnement des éléments structuraux. a ensuite été fait au deuxième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrillés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au troisième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel SAP200 V19 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. au quatrième chapitre on a dimensionné les éléments principaux. En fin nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.

# Chapitre I

### I.1 : Introduction

Le Béton Armé est permis les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répondu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A

Il constitue une branche de G.C qui' a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

### I.2 : Présentation de l'ouvrage :

On a étudié un bâtiment à usage habitation (R+8) Contreventé par un système mixte(portique-voile), situé au niveau de la wilaya de Mostaganem (zone IIa) dans le groupe d'usage 2 et implanté dans une zone de moyenne sismicité.



FIGURE.I. 1. Site du projet.

**I.3 :But :**

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur lesquelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié. Vu que l'influence majeure sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

**I.4 :Choix d'une structure**

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

**I.5 : Caractéristiques géométriques du bâtiment**

Notre projet a une forme rectangulaire avec un décrochement, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- Hauteur d'étage  $h_e = 3,06$  m.
- Hauteur de RDC  $h_{RDC} = 4.08$ m.
- Hauteur totale de bâtiment  $H = 32.64$  m.
- Largeur du bâtiment  $B = 22,100$ m.
- Longueur du bâtiment  $L = 22,85$ m.

**I.6 :Eléments de l'ouvrage :****1. Planchers :**

On va utiliser deux types de planchers :

- type 1 : corps creux et une dalle de compression (16+4) pour le RDC et l'étages courants
- type 2 : dalle pleine pour la dalle d'ascenseur, et aussi pour les balcons.

**2. Maçonnerie :****a) Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

**b) Murs intérieurs :**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**3. l'escalier :**

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de 2 paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

**4. Les Revêtements :**

- Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

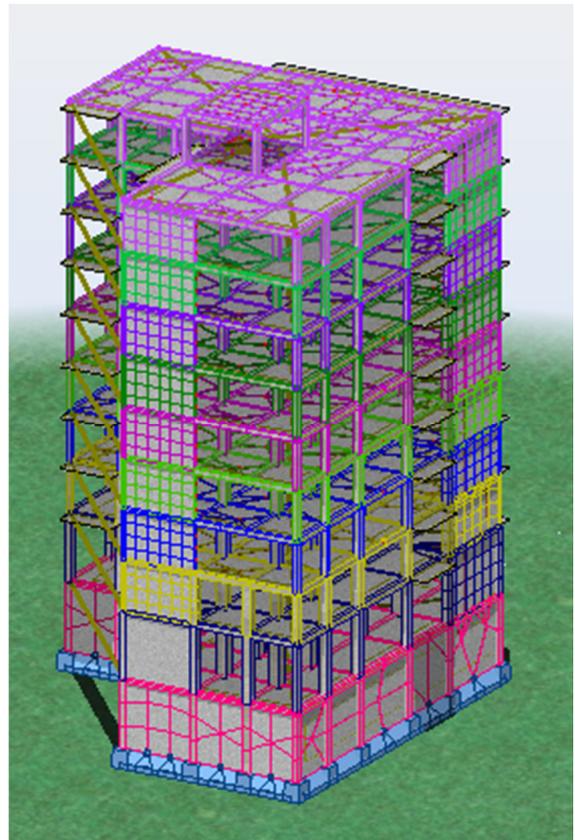


FIGURE.I. 2. Vue en 3D de la structure

**I.6 : Règlements et normes utilisés**

Les règlements et normes utilisés sont :

- DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003
- DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles
- Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

**I.7Caractéristiques des matériaux utilisés**

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont :

- Le béton.
- L'acier.

**1) Béton****Définition :**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), de matériaux internes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvants).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de la conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la quantité d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton, mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C), est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci.

Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression
- Une souplesse d'utilisation
- Un entretien facile
- Une bonne résistance aux feux
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes

**2) Aciers :**

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

On distingue :

**a) Les treillis soudés**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

**b) Les ronds lisses**

Ce sont des barres laminées de section circulaires.

### c) Les barres de haute adhérence

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

#### a) Caractéristique de l'acier :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie  $F_e$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau.I.1 : récapitulatif des Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .**

Type	Désignant	Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)
Ronds Liss	FeE235	235
Barre HA	FeE400	400
	FeE500	500
Treillis	TSL	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance  $F_eE400$  Type 1  $\rightarrow$  (limite d'élasticité  $f_e = 400$ MPa)

#### La contrainte limite des aciers

Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Etat limite de service : on distingue les cas suivants :

##### ➤ Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de

Vérifications à effectuer. **Art (A.4.5.3.2) BAEL91**

Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à:

##### ➤ Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\left(\frac{2}{3}\right)f_e ; 110\sqrt{\eta * ftj}\right)$ **Art (A.4.5.3.3) BAEL91**

Donc :  $\bar{\sigma}_s \leq 201,63$  MPa (H.A)

$\bar{\sigma}_s \leq 156,66$  MPa (R.lisses) avec  $f_e = 235$  MPa

##### ➤ Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\left(\frac{1}{2}\right)f_e ; 90\sqrt{\eta * ftj}\right)$ **Art (A.4.5.3.4) BAEL91**

Donc :  $\bar{\sigma}_s \leq 164,97$  MPa (H.A)

$\bar{\sigma}_s \leq 117,5$  MPa (R.lisses) avec  $f_e = 235$  MPa

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \end{cases}$$

**b) Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :****Généralités :**

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, les sollicitations de calcul définies dans les articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

**a) Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

**b) Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante :  $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- a)  $G+Q+E$
- b)  $G+Q+ 1,2 E$
- c)  $0,8 G+E$

Avec : G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

**c) Caractéristiques géotechniques du sol**

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol est = 2,5 bars.
- L'ancrage des fondations est :  $H = 1.5 \text{ m}$ .

**d) Logiciels utilisés**

- **ROBOT (version 2015)** : Pour la modélisation de la structure.
- **AUTOCAD (2013)** : Pour les dessins des plans
- **RDM6** : Pour les calculs des moments fléchissant de la nervure.

# Chapitre II

## **Pré-dimensionnement des éléments résistants**

**II. :Pré dimensionnement des éléments et descente de charge :**

**II.1. :Charges et surcharges :**

**II.1.1.Charges permanentes :**

**a) Plancher terrasse corps creux) : (fig : 1)**

1- Protection lourde	( $e_p = 5\text{cm}$ ).....	0.850 KN /m <sup>2</sup>
2- Etanchéité multiple	( $e_p = 2\text{cm}$ ).....	0,12 KN /m <sup>2</sup>
3- Forme de pente	( $e_p = 5\text{cm}$ ).....	1.1 KN /m <sup>2</sup>
4- Para vapeur (Feuille polyane)	.....	0,01 KN/m <sup>2</sup>
5- Isolation thermique en liège ( $e_p = 4\text{cm}$ )	....	0,12 KN /m <sup>2</sup>
6- Plancher corps creux (16 + 4 cm)	.....	2,80 KN /m <sup>2</sup>
7- Enduit de plâtre ( $e_p = 1\text{cm}$ )	.....	0,10 KN /m <sup>2</sup>
		<b>G = 5,83 KN /m<sup>2</sup></b>

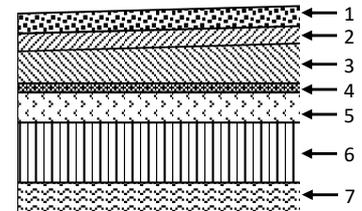


Figure II.1 : couche plancher corps creux

**b) Plancher terrasse (dalle pleine) : (fig : 02)**

1- Protection lourde	( $e_p = 5\text{ cm}$ ).....	0,850 KN /m <sup>2</sup>
2- Etanchéité multiple	( $e_p = 2\text{ cm}$ ).....	0,12 KN /m <sup>2</sup>
3- Forme de pente	( $e_p = 5\text{cm}$ ).....	1,1 KN /m <sup>2</sup>
4- Para vapeur (Feuille polyane)	.....	0.01 KN/m <sup>2</sup>
5- Isolation thermique en liège ( $e_p = 4\text{ cm}$ )	...	0,12 KN /m <sup>2</sup>
6- Dalle pleine en béton armé ( $e_p = 15\text{ cm}$ )	...	3,75 KN /m <sup>2</sup>
7- Enduit de plâtre ( $e_p = 1\text{ cm}$ )	.....	0,10 KN /m <sup>2</sup>
		<b>G = 6,05 KN /m<sup>2</sup></b>

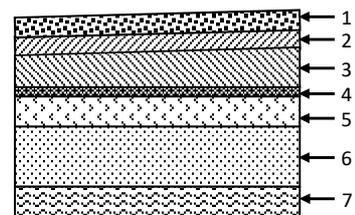


Figure II.2 : couche plancher terrasse (d.p)

**c) Plancher étages courants (corps creux) :(fig :03)**

1-Revêtement en carrelage	( $e_p = 2\text{cm}$ ).....	0,40 KN /m <sup>2</sup>
2-Mortier de pose	( $e_p = 3\text{cm}$ ).....	0,60 KN /m <sup>2</sup>
3-Couche de sable	( $e_p = 3\text{cm}$ ).....	0,66 KN /m <sup>2</sup>
4-Plancher corps creux	(16 +4 cm).....	2 ,80 KN /m <sup>2</sup>
5-Enduit de plâtre	( $e_p = 2\text{cm}$ ).....	0,20 KN /m <sup>2</sup>
6-Maçonnerie en brique creuse ( $e_p = 10\text{cm}$ )	.....	0,90 KN /m <sup>2</sup>
		<b>G= 5,56 KN/m<sup>2</sup></b>

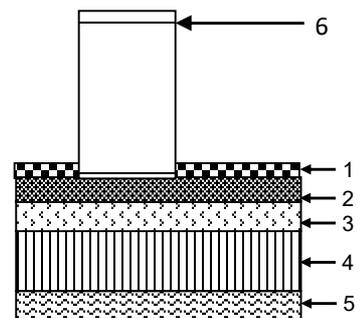


Figure II.3 : couche plancher étages courant (c.c)

**d) Plancher étages courants (Dalle pleine) :(fig : 04)**

1-Revêtement en carrelage	( $e_p = 2\text{cm}$ ).....	0,40 KN /m <sup>2</sup>
2-Mortier de pose	( $e_p = 3\text{cm}$ ).....	0,60 KN /m <sup>2</sup>
3-Couche de sable	( $e_p = 3\text{cm}$ ).....	0,66 KN /m <sup>2</sup>
4-Dalle pleine en béton armé ( $e_p = 15\text{cm}$ )	.....	3,75 KN /m <sup>2</sup>
5-Enduit de plâtre	( $e_p = 2\text{cm}$ ).....	0,20 KN /m <sup>2</sup>
6-Maçonnerie en brique creuse ( $e_p = 10\text{cm}$ )	.....	0,90 KN /m <sup>2</sup>

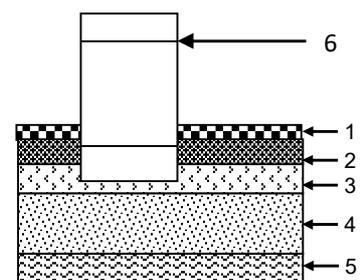


Figure II.4 : couche plancher étages courants (d.p)

$G = 6,51 \text{ KN /m}^2$

e) **Balcons:** (fig: 05)

- 1- Revêtement en carrelage ( $e_p = 2\text{cm}$ )..... 0,40 KN /m<sup>2</sup>
  - 2- Mortier de pose ( $e_p = 2\text{cm}$ ).....0,40 KN /m<sup>2</sup>
  - 3- Couche de sable ( $e_p = 2\text{cm}$ ).....0,34 KN /m<sup>2</sup>
  - 4- Dalle pleine en béton armé ( $e_p = 15\text{cm}$ )..... 3,75 KN /m<sup>2</sup>
  - 5- Enduit de ciment ( $e_p = 1\text{cm}$ ).....0,10 KN /m<sup>2</sup>
- $G = 5,07 \text{ KN /m}^2$

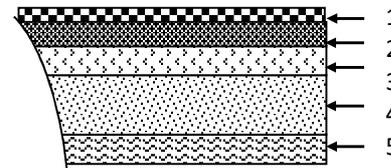


Figure.II.5 : couche de balcon

f) **Mur :**

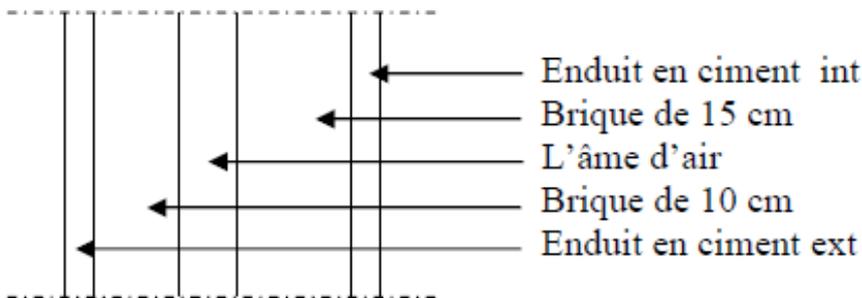


figure.II.6 : Coupe transversale du mur extérieur

1. Murs extérieurs :

**Tableau II.1 :** Charge permanente des murs extérieurs

désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuse	900	0.15	135
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
<b>G</b>	$273 \text{ kg/m}^2 = 2.73\text{kn/ m}^2$		

2. Murs intérieurs (simple parois) :

**Tableau II.2 :**Charge permanente du cloisons intérieurs

<b>G</b>	$138 \text{ kg/m}^2 = 1.38\text{kn/ m}^2$
----------	-------------------------------------------

**Remarque**

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'utiliser des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90%G). Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

**II.1.2 :d'exploitation :**

Plancher terrasse.....	1,00 KN /m <sup>2</sup>
Plancher étages courants .....	1,50 KN /m <sup>2</sup>
Balcons.....	3,50 KN /m <sup>2</sup>
Plancher du RDC.....	2.50 KN /m <sup>2</sup>
Escalier .....	2,50 KN /m <sup>2</sup>

**II.2.1 :Pré dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS et en compression simple. En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal, en calculant la descente de charge sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

Avec :

$\sigma_b$  : contrainte de compression du béton.

S : section du poteau.

N : effort normal revenant au poteau.

**Remarque :**

Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le (R P A 99) pour un poteau en Zone IIa qui est de 25 x 25 cm<sup>2</sup>

**II.2.2 :pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

**a) Poutres principales**

- **La hauteur  $h_t$**  : la hauteur  $h_t$  est donnée par :

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

Avec :  $L_{\max}$  : longueur libre entre nus d'appuis

$h_t$  : hauteur totale de la poutre

$$L_{\max} = 570 - 25 = 545 \text{ cm}$$

$$\frac{545}{15} \leq h_t \leq \frac{545}{10}$$

$$36,33 \leq h_t \leq 54,5 \text{ cm}$$

Nous prenons :  $h_t = 40 \text{ cm}$

- **La largeur b**

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$16 \leq b \leq 28$$

Nous prenons :  $b = 30 \text{ cm}$

- **Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1)**

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

$$h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4$$

⇒ Conditions vérifiées

**b) Poutres secondaires**

- **La hauteur  $h_t$**

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

Avec :  $L_{\max}$  : longueur libre entre nus d'appuis ;

$h_t$  : hauteur totale de la poutre ;

$$L_{\max} : 450 - 25 = 425$$

$$\frac{425}{15} \leq h_t \leq \frac{425}{10}$$

$$28,33 \leq h_t \leq 42,5 \text{ cm}$$

Nous prenons :  $h_t = 30 \text{ cm}$

- **La largeur b**

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous prenons :  $b = 25 \text{ cm}$

- **Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1)**

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 30\text{cm} = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.20 < 4$$

⇒ Conditions vérifiées

- **Conclusion**

Nous adapterons des poutres de dimensions suivantes :

Poutres principales :  $h_t = 40 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$

Poutres secondaires :  $h_t = 30 \text{ cm}$  ;  $b = 25 \text{ cm}$

### II.2.3 :Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires limitants les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

#### a) Plancher en corps creux

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculer pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L : longueur entre nus d'appuis.

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

On a :

$$L = 4,5 - 0,25 = 4,25 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{425}{22.5}$$

$$h_t = 18,88 \text{ cm}$$

- **Conclusion**

On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

#### b) Plancher dalle pleine :

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré-dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

#### c) Condition de résistance à la flexion

- **Épaisseur minimale requise  $h_0$  :**

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{Si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Si } \alpha > 0.4$$

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

$l_x$  : Petit coté du panneau de dalle

$l_y$  : Grand coté du panneau de dalle

- **Panneau 1 :**  $\alpha = \frac{450}{570} = 0.79$  ,  $l_x = 450$  cm

$$h_0 \geq \frac{450}{40} = 11.25 \text{ cm}$$

- **Panneau 2 :**  $\alpha = \frac{310}{320} = 0.98$  ,  $l_x = 310$  cm

$$h_0 \geq \frac{310}{40} = 7.75 \text{ cm}$$

- **Panneau 3 :**  $\alpha = \frac{331}{445} = 0.74$  ,  $l_x = 331$  cm

$$h_0 \geq \frac{331}{40} = 8.275 \text{ cm}$$

#### d) Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

- **Isolation acoustique**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m<sup>2</sup>

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

**II.2.4 :Pré dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99)

**a) L'épaisseur (e)**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$h_{e \max} = 4,08 - 0,2 = 3,93 \text{ m}$$

$$e = \max \left( \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

$$e = \frac{393}{20} = 19,65 \text{ cm} \quad \text{donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

Avec :

$h_{e(\max)}$  : Hauteur libre du RDC et sous-sol

**b) Vérification des exigences du RPA99 (Art 7, 7, 1)**

Ils sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants à la condition :

$$L_{\min} \geq 4.e$$

$$L_{\min} = 1,5 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m}$$

Condition vérifiée

$L_{\min}$  : portée minimale des voiles

L'ouvrage de groupe d'usage (2) sera implanté à Mostaganem, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 19,65 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

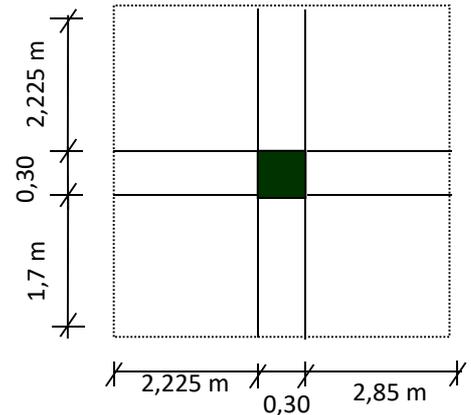
**- Conclusion**

On adoptera une épaisseur des voiles :  $e = 20 \text{ cm}$ .

**II.3 :Descente de charges :**

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface d'influence.

**II.3.1 : Calcul de l'effort normal sous poteau (milieu)****a) Surface d'influence revenant au poteau**

$$S = (2.225 \times 1.7) + (2.85 \times 1.7) + (2.225 \times 2.225) + (2.85 \times 2.225) + (0.25 \times 0.25) = 22.23 \text{ m}^2$$

**b) Poids propre des poutres**

Poutres principales :  $G_{pp} = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 5.325 = 21.57 \text{ KN}$

Poutres secondaire :  $G_{ps} = 0,25 \times 0,3 \times 25 \times 4.175 = 10.57 \text{ KN}$

**c) Poids des planchers**

Plancher terrasse :  $G = (5.83 \times 1.35 + 1.5 \times 1) \times 5.325 \times 4.175 = 208.32 \text{ KN}$

Plancher courant :  $G = (5.56 \times 1.35 + 1.5 \times 1.5) \times 5.325 \times 4.175 = 391.87 \text{ KN}$

**d) Poids propre des poteaux**

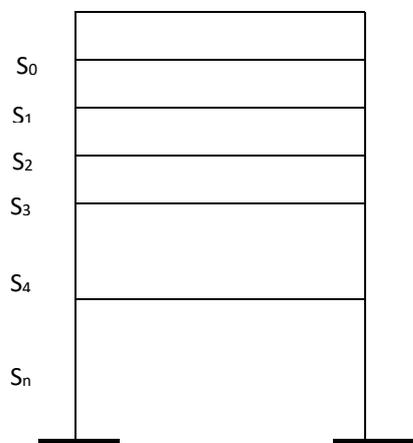
Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, en fonction et à mesure que leurs sections réelles seraient fixées.

**II.3.2 Surcharges d'exploitation****a) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :**

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

**b) Coefficients de dégression des charges :**



$$\begin{aligned} \Sigma_0 &= S_0 \\ \Sigma_1 &= S_0 + S_1 \\ \Sigma_2 &= S_0 + 0,95 (S_1 + S_2) \\ \Sigma_3 &= S_0 + 0,90 (S_1 + S_2 + S_3) \\ \Sigma_4 &= S_0 + 0,85 (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \\ \Sigma_n &= S_0 + [ (3 + n) / 2n ] \cdot \Sigma_{i=1}^n S_i \\ &\text{pour } n \geq 5 \end{aligned}$$

**Tableau II.3 : Tableau r de la descente de charges sur le poteau :**

I	Niveaux	formule de Q	Q (KN/m2)	FORMULE DE G	G (KN/m2)
0	8ème étage	Q0	1	Gt	5,83
1	7ème étage	Q0+Q1	2,5	Gt+Gec	11,39
2	6ème étage	Q0+0,95*2Q1	3,85	Gt+2Gec	16,95
3	5ème étage	Q0+0,90*3Q2	5,05	Gt+3Gec	22,51
4	4ème étage	Q0+0,85*4Q3	6,1	Gt+4Gec	28,07
5	3ème étage	Q0+(3+n/2*n)(5*Q1)	7	Gt+5Gec	33,63
6	2ème étage	Q0+(3+n/2*n)(6*Q1)	7,75	Gt+6Gec	39,19
7	1ème étage	Q0+(3+n/2*n)(7*Q1)	8,5	Gt+7Gec	44,75
8	RDC	Q0+(3+n/2*n)(8*Q1)	9,25	Gt+8Gec	50,31
9	SOUSOL	Q0+(3+n/2*n)(8*Q1)	12,33333	Gt+Gec+Grdc	55,87

**c) Vérification des poteaux au flambement**

Le calcul des poteaux au flambement, constitue à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{I_f}{i} \leq 50$$

Avec :

$\lambda$  : Élancement du poteau ;

$I_f$  : Longueur de flambement ; ( $I_f = 0,7 \cdot L_0$ )

$i$  : Rayon de gyration; ( $i = [I / B]^{1/2}$ )

$I$  : Moment d'inertie; ( $I = bh^3 / 12$ )

B: Section transversale du Poteau ; (B = a . b)

L<sub>0</sub> : Longueur libre du poteau ;

### La section du poteau de 8<sup>ème</sup> étage :

On calcul sous le plancher de 8<sup>ème</sup> étage :

1- Poids de la poutre principale (P.P) :

$$N_{uPP} = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 5.325 = 21.57 \text{ KN}$$

2- Poids de la poutre secondaire (P.S) :

$$N_{uPS} = 0,25 \times 0,3 \times 25 \times 4.175 = 10.57 \text{ KN}$$

3- Poids du plancher sous-sol 1 :

$$N_{uPlch} = ((5.83 \times 1,35 + 1 \times 1,5) \times 4,175 \times 5.325) = 208.32 \text{ KN}$$

4- Poids du poteau :

$$N_{uPot} = 0$$

$$\rightarrow N_u = N_{uPlch} + N_{uPP} + N_{uPS} + N_{uPot} = 240.46 \text{ KN}$$

$$Br \geq \left( \left[ \frac{\beta \cdot N_u}{\left[ \theta \left( \frac{abc}{0,9} \right) + 0,85 \left( \frac{A}{Br} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \rightarrow Br \geq 0.6613692 \times 240.46 \rightarrow Br \geq 159.03 \text{ cm}^2 \text{ avec:}$$

$$\rightarrow Br \geq (a-2)^2 \rightarrow a \geq \sqrt{Br} + 2 \rightarrow a \geq 12.61 + 2 \rightarrow a \geq 14.61 \text{ cm}$$

### - Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :

$$a \text{ (RPA)} \geq \sqrt{\left( \frac{N_u}{(25 \cdot 0,3)} \right) \cdot 10} \geq \sqrt{\left( \frac{240.46}{(25 \cdot 0,3)} \right) \cdot 10}$$

$$a \text{ (RPA)} \geq 17.91 \text{ cm}$$

Donc on prend : a = 30 cm dont un poteau de 8<sup>ème</sup> étage : (30\*30) cm<sup>2</sup>.

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \rightarrow CV \\ 30 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \rightarrow CV \\ 0,25 \leq 1 \leq 4 \rightarrow CV \end{cases}$$

### - Vérification des conditions de flambement :

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

- I : Moment d'inertie de la section du poteau.
- B : Section du béton.
- λ : l'élancement du poteau.
- l<sub>0</sub> : hauteur d'étage.
- a : section du poteau.

On vérifier le poteau du 2<sup>ème</sup> sous-sol :

i. Calcul du moment d'inertie :  $I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = \frac{30^4}{12} = 67500 \text{ cm}^4$

ii. Rayon de giration ix, iy :  $i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{67500}{30 \times 30}} = 8.66 \text{ cm}$

iii. Calcul de l'élancement :  $\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x}$

Avec :  $L_f = 0,7 \rightarrow l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3.06 \text{ m} = 2,142 \text{ m}$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i} = \frac{2,142 \times 100}{8.66} = 24.73 < 35 \rightarrow \text{Le flambement est vérifié.}$$

Les résultats de tous les étages seront inclus dans le tableau.

Tableau II.4 :pré-dimensionnement du poteau intermédiaire

H	ETAGE	G [KN]	Nupp [KN]	Nups [KN]	Nupot [KN]	Nplanc [KN]	Nu [KN]	Br [cm <sup>2</sup> ]	a	choix
3,06	8ème étage	5,83	21,566	10,568	0,000	208,32	240,46	159,03	14,611	30
3,06	7ème étage	11,39	43,133	21,136	8,08	425,22	497,57	329,07	20,140	30
3,06	6ème étage	16,95	64,699	31,704	16,16	642,11	754,67	499,12	24,341	40
3,06	5ème étage	22,51	107,831	42,272	30,52	859,01	1039,63	687,58	28,222	40
3,06	4ème étage	28,07	150,964	52,840	44,89	1075,90	1324,59	876,04	31,598	50
3,06	3ème étage	33,63	194,096	63,408	67,33	1292,79	1617,63	1069,85	34,709	50
3,06	2ème étage	39,19	237,229	73,976	89,78	1509,69	1910,67	1263,66	37,548	55
3,06	1ème étage	44,75	280,361	84,544	116,93	1726,58	2208,42	1460,58	40,218	55
4,08	RDC	50,31	323,494	95,112	144,09	1971,99	2534,68	1676,36	42,943	65
4,08	BASE	55,87	366,626	105,680	196,56	2217,40	2886,27	1908,89	45,691	65

## Vérification RPA

## vérification du flambement

H	ETAGE	CHOIX	A/B	He/20	a(RPA)		I	i	L0	Lf	$\lambda$	
3,06	8ème étage	30	1	15,3	17,91	cv	67500	8,66	3,06	2,14	24,73	cv
3,06	7ème étage	30	1	15,3	25,76	cv	67500	8,66	3,06	2,14	24,73	cv
3,06	6ème étage	40	1	15,3	31,72	cv	213333,3	11,55	3,06	2,14	18,55	cv
3,06	5ème étage	40	1	15,3	37,23	cv	213333,3	11,55	3,06	2,14	18,55	cv
3,06	4ème étage	50	1	15,3	42,03	cv	520833,3	14,43	3,06	2,14	14,84	cv
3,06	3ème étage	50	1	15,3	46,44	cv	520833,3	14,43	3,06	2,14	14,84	cv
3,06	2ème étage	55	1	15,3	50,47	cv	762552,1	15,88	3,06	2,14	13,49	cv
3,06	1ème étage	55	1	15,3	54,26	cv	762552,1	15,88	3,06	2,14	13,49	cv
4,08	RDC	65	1	20,4	58,13	cv	1487552	18,76	4,08	2,86	15,22	cv
4,08	BASE	65	1	20,4	62,04	cv	1487552	18,76	4,08	2,86	15,22	cv

Tableau.II.5 : vérification RPA et du flambement (P.I)

## Calcul l'effort normal sous poteau du périphérique :

Tableau II.6 :pré-dimensionnement du poteau périphérique

H	ETAGE	G	Nupp	Nups	Nupot	Nbale	Nplanc	Nu	Br [cm <sup>2</sup> ]	a	choix
3,06	8ème étage	5,83	15,39	3,67	0,00	63,40	51,63	134,09	88,68	11,42	30,00
3,06	7ème étage	11,39	30,78	7,34	8,08	126,80	105,39	278,39	184,12	15,57	30,00
3,06	6ème étage	16,95	46,17	11,01	16,16	190,20	159,14	422,69	279,55	18,72	30,00
3,06	5ème étage	22,51	76,95	14,68	24,24	253,60	212,90	582,37	385,16	21,63	35,00
3,06	4ème étage	28,07	107,73	18,35	35,24	317,01	266,65	744,98	492,71	24,20	35,00
3,06	3ème étage	33,63	138,51	22,02	46,23	380,41	320,41	907,58	600,25	26,50	40,00
3,06	2ème étage	39,19	169,29	25,69	60,60	443,81	374,16	1073,55	710,01	28,65	40,00
3,06	1ème étage	44,75	200,07	29,36	74,96	507,21	427,92	1239,52	819,78	30,63	45,00
4,08	RDC	50,31	230,85	33,03	93,14	0,00	488,74	845,77	559,36	25,65	45,00
4,08	BASE	55,8 7	261,63	36,70	118,29	0,00	549,56	966,19	639,01	27,28	45,00

## Vérification RPA

## vérification de FLAMBEMENT

H	ETAGE	CHOIX	A/B	He/20	a(RPA)		I	i	L0	Lf	l	λ
3,06	8ème étage	30	1,00	15,30	13,37	cv	67500,00	8,66	3,06	2,14	24,73	cv
3,06	7ème étage	30	1,00	15,30	19,27	cv	67500,00	8,66	3,06	2,14	24,73	cv
3,06	6ème étage	30	1,00	15,30	23,74	cv	67500,00	8,66	3,06	2,14	24,73	cv
3,06	5ème étage	35	1,00	15,30	27,87	cv	125052,08	10,10	3,06	2,14	21,20	cv
3,06	4ème étage	35	1,00	15,30	31,52	cv	125052,08	10,10	3,06	2,14	21,20	cv
3,06	3ème étage	40	1,00	15,30	34,79	cv	213333,33	11,55	3,06	2,14	18,55	cv
3,06	2ème étage	40	1,00	15,30	37,83	cv	213333,33	11,55	3,06	2,14	18,55	cv
3,06	1ème étage	45	1,00	15,30	40,65	cv	341718,75	12,99	3,06	2,14	16,49	cv
4,08	RDC	45	1,00	20,40	33,58	cv	341718,75	12,99	4,08	2,86	21,99	cv
4,08	BASE	45	1,00	20,40	35,89	cv	341718,75	12,99	4,08	2,86	21,99	cv

Tableau.II.7 : vérification RPA et flambement (PP)

**Calcul l'effort normal sous poteau du coin :**

1) Surface d'influence revenant au poteau

$$S = 1.68 \times 2.98 = 5.01 \text{ m}^2$$

**2) Poids propre des poutres**Poutres principales :  $G_{pp} = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 2.68 = 8.04 \text{ KN}$ Poutres secondaire :  $G_{ps} = 0,25 \times 0,3 \times 25 \times 1.68 = 3.15 \text{ KN}$ **3) Poids des planchers :**Plancher terrasse :  $G = (5.83 \times 1.35 + 1.5 \times 1) \times 5.01 = 46.95 \text{ KN}$ Plancher courant :  $G = (5.56 \times 1.35 + 1.5 \times 1.5) \times 5.01 = 391.87 \text{ KN}$ 

Tableau II.8 : pré-dimensionnement du poteau du coin (P.C)

H	ETAGE	G [KN]	Nupp [KN]	Nups [KN]	Nupot [KN]	Nplanc [KN]	Nu [KN]	Br cm <sup>2</sup>	a	choix
3,06	8ème étage	5,83	6,80	7,54	0,00	46,91	61,26	40,52	8,37	30,00
3,06	7ème étage	11,39	13,61	15,09	8,08	95,75	132,53	87,65	11,36	30,00
3,06	6ème étage	16,95	20,41	22,63	16,16	144,60	203,80	134,79	13,61	30,00
3,06	5ème étage	22,51	34,02	30,17	24,24	193,44	281,87	186,42	15,65	30,00
3,06	4ème étage	28,07	47,63	37,72	32,32	242,28	359,94	238,06	17,43	30,00
3,06	3ème étage	33,63	61,24	45,26	40,40	291,12	438,02	289,69	19,02	30,00
3,06	2ème étage	39,19	74,84	52,80	48,48	339,97	516,09	341,33	20,48	30,00
3,06	1ème étage	44,75	88,45	60,35	56,56	388,81	594,16	392,96	21,82	30,00
4,08	RDC	50,31	102,06	67,89	64,64	444,07	678,66	448,84	23,19	35,00
4,08	BASE	55,87	115,67	75,43	79,85	499,34	770,29	509,44	24,57	35,00

## Vérification RPA

## vérification de FLAMBEMENT

H	ETAGE	CHOIX	A/B	He/20	a(RPA)		I	i	L0	Lf	$\lambda$	
3,06	8ème étage	30	1,00	15,30	9,04	cv	67500,00	8,66	3,06	2,14	24,73	cv
3,06	7ème étage	30	1,00	15,30	13,29	cv	67500,00	8,66	3,06	2,14	24,73	cv
3,06	6ème étage	30	1,00	15,30	16,48	cv	67500,00	8,66	3,06	2,14	24,73	cv
3,06	5ème étage	30	1,00	15,30	19,39	cv	67500,00	8,66	3,06	2,14	24,73	cv
3,06	4ème étage	30	1,00	15,30	21,91	cv	67500,00	8,66	3,06	2,14	24,73	cv
3,06	3ème étage	30	1,00	15,30	24,17	cv	67500,00	8,66	3,06	2,14	24,73	cv
3,06	2ème étage	30	1,00	15,30	26,23	cv	67500,00	8,66	3,06	2,14	24,73	cv
3,06	1ème étage	30	1,00	15,30	28,15	cv	67500,00	8,66	3,06	2,14	24,73	cv
4,08	RDC	35	1,00	20,40	30,08	cv	125052,08	10,10	4,08	2,86	28,27	cv
4,08	BASE	35	1,00	20,40	32,05	cv	125052,08	10,10	4,08	2,86	28,27	cv

Tableau II.9 : vérification RPA et flambement (P.C)

# Chapitre III

## *Etude des éléments non structuraux*

- *Escalier*
- *Acrotère*
- *Balcon*
- *Ascenseur*
- *Plancher*

### III.1 : Escaliers :

#### a) Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

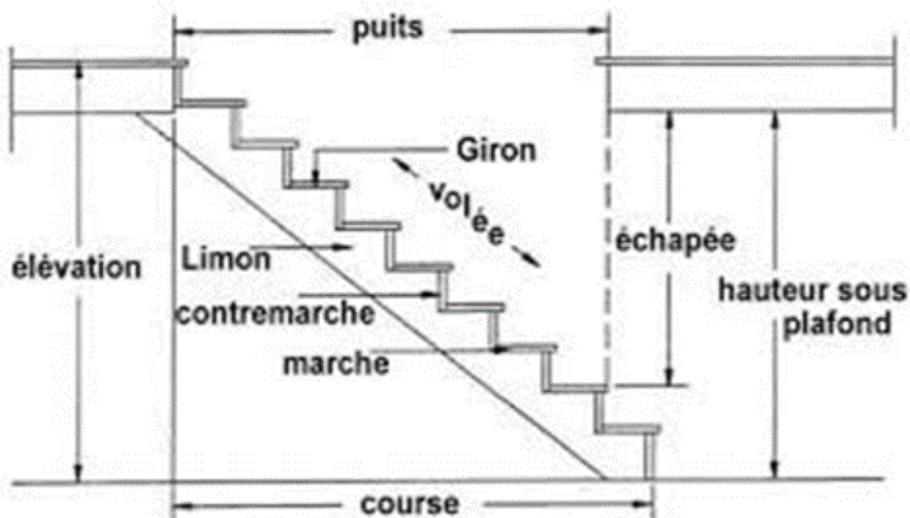


Figure.III-1: schéma d'un escalier

b) **Relation de Blondel** :  $2h+g=59 \rightarrow$  pour le bâtiment  $2h+g= 64$  cm

➤ **Etage courant** :  $H=3,06m$   $L=3,91m$

Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire ;

➤ **calcul de nombre des marches** :

Soit :

$h$  : hauteur de contre marche,  $H$  : hauteur d'un demi étage,  $g$  : largeur de la marche,

$n$  : nombre de contre marches,  $n-1$  : nombre de marches  $L$  : projection horizontale de la longueur total du volée.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,53}{2,50} = 31,5^\circ \quad (30^\circ < \alpha < 40^\circ) \text{ verifier}$$

$$H = h \times n \quad \longrightarrow \quad h = \frac{H}{n} \quad L = g(n-1) \quad \longrightarrow \quad g = \frac{L}{n-1}$$

**Donc la loi de Brendel donne :** 
$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

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

$$64n^2 - n(64 + 2(1,53) + 2,50) + 2(1,53) = 0$$

$$64n^2 - n(625) + 306 = 0 \quad \text{etage courant}$$

$$\sqrt{\Delta} = 558,83 \quad n = 9,24 \quad \longrightarrow \quad n = 9, \quad n-1 = 8 \quad \text{donc :}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,53}{9} = 0,17\text{m} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2,55}{8} = 0,32\text{m} = 32\text{cm}$$

on prend  $g = 0,28\text{ m} = 28\text{cm}$  pour éviter les erreur donc :

$$2h + g \longrightarrow 2(17) + 28 = 62 \text{ la relation et vérifier .}$$

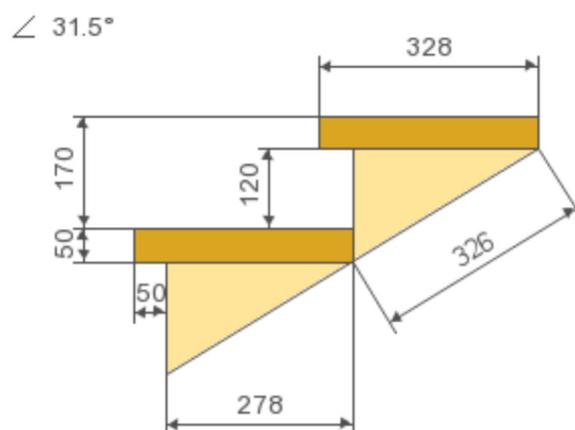


Figure .III.2 : dimension des marche et contre marche

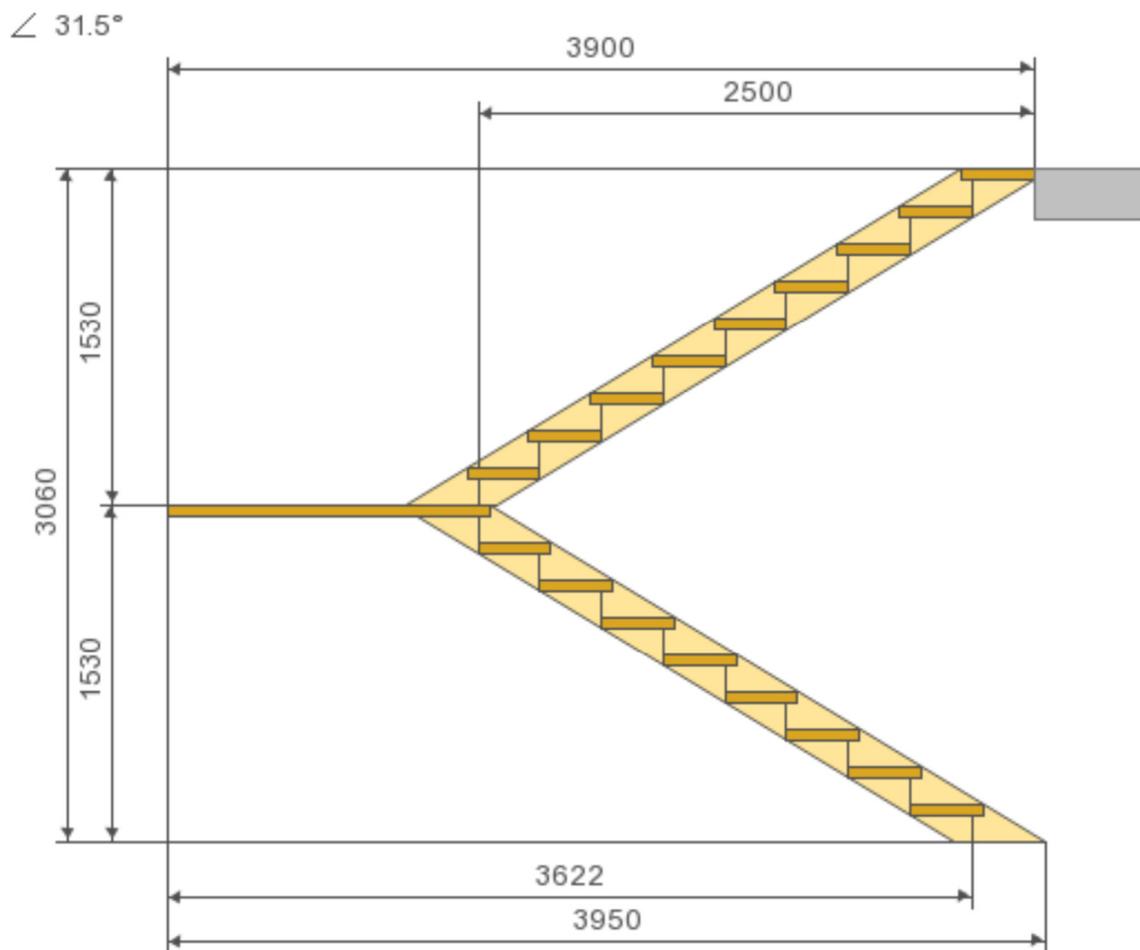


Figure.III.3 : dimension de l'escalier

➤ **sous-sol et RDC :**  $H=4,08\text{m}$

$$\alpha=39,2^\circ \quad (30^\circ < \alpha < 40^\circ) \quad \text{vérifier } n = \frac{H}{h} = 12 \quad h = \frac{H}{n} = 2,04 \quad g = \frac{L}{n-1} = \frac{2,50}{11} = 25,5 \quad \text{on prend } g=28$$

➤ **Pré-dimensionnement de la paillese :**

- Pour le RDC :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \sqrt{2,50^2 + 2,04^2} = 4,63\text{m} \quad \rightarrow 15,43 \leq ep \leq 23,15$$

- Pour l'étage courant :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \sqrt{2,50^2 + 1,53^2} = 4,33\text{m} \quad \rightarrow 14,43 \leq ep \leq 21,65$$

Donc on prend  $ep=20\text{ cm}$  pour tout le bâtiment .

- **Descente de charge :**

Désignation	Ep (m)	Densité kn/m	Poids
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g	0,02	10,00	0,2
Poids propre de la pailasse $ep * 25 / \cos\alpha$	0,2	25,00	5,83
Poids propre des marches $\frac{H}{2} * 22$	/	25,00	1,87
Enduit en plâtre $ep / \cos\alpha$	0,01	10,00	0,1

Tableau. III.1 : descente de charge paillasse

-charge permanente :  $G=8,40 \text{ KN/m}^2$ -Surcharge d'exploitation :  $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$ .**Descente de charge (palier) :**

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids KN/m <sup>2</sup>
Poids propre du palier ep x25	0,2	25,00	5,00
Revêtement en carrelage	0,02	10,00	0,20
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
enduit de plâtre	0,01	10,00	0,1

Tableau. III.2 : descente de charge palier

- charge permanente :  $G=5,7 \text{ KN/m}^2$ .
- surcharge d'exploitation :  $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$ .
- **Déterminations des sollicitations :**

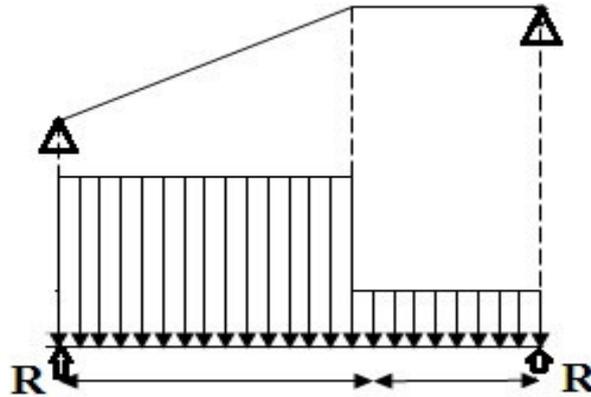


Figure .III.4: schéma statique de l'escalier

➤ **ELU :**

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

$$P_1 = 1,35(5,7) + 1,5(2,5) = 11,445 \text{ KN/m}^2$$

$$P_2 = 1,35(8,4) + 1,5(2,5) = 15,09 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{eq} = \frac{(p_1 \times l_1) + (p_2 \times l_2)}{l_1 + l_2} = \frac{(11,445 \times 1,4) + (15,09 \times 2,93)}{1,4 + 2,93} = 3,91 \text{ KN/m}^2$$

$$T = \frac{ql}{2} = 30,12 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 32,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{(Travée)} = 0,85 M_0 = 27,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{(appui)} = 0,5 M_0 = 16,302 \text{ KN.m}$$

➤ Travée :

$$e_p = 20 \quad d = 0,9 e_p \quad \sigma_b = 14,2$$

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2\sigma_b} = \frac{22,27 \times 1000}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,06$$

$\mu = 0,06 < \mu_l = 0,392$  Donc  $A'$  n'existe pas.

Calcul des armatures comprimées

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0770$$

$$\sigma_s = 348$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,1742$$

$$A = \frac{M_{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27,71 \times 1000}{0,1742 \times 348 \times 100} = 4,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) \longrightarrow A = 4,57 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$5T12 \longrightarrow A = 5,65$$

$$e = 20 < \min[3h, 33 \text{ cm}] = \min[60, 33] \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Armature de repartition

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4T8 = 2,01$$

$$e = 33,33 < \min[4h, 45 \text{ cm}] = \min[80, 45] \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

➤ **En appui**

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2\sigma_b} = 0,03552$$

$\mu = 0,03552 < \mu_l = 0,392$  Donc  $A'$  n'existe pas.

Calcul des armatures comprimées

$$A = \frac{M_{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) \longrightarrow A = 2,65 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$3T12 \longrightarrow A = 3,39$$

$e=50 < \min[3h, 33\text{cm}] = \min[60, 33] \rightarrow$  condition n'est pas verifiée

(on augmente la section d'armatures)

$\rightarrow 4T12 = 4,52\text{cm}^2$

$e=25 < \min[3h, 33\text{cm}] = \min[60, 33] \rightarrow$  condition vérifiée

➤ **Armature de repartition**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2 \rightarrow 4T8 = 2,01$$

$e=33,33 < \min[4h, 45\text{cm}] = \min[80, 45] \rightarrow$  condition vérifiée

➤ **ELS :**

$$P = Q + G$$

$$P_1 = 5,7 + 2,5 = 8,2\text{KN/m}^2$$

$$P_2 = 8,4 + 2,5 = 10,9\text{KN/m}^2$$

$$P_{eq} = \frac{(p_1 \times l_1) + (p_2 \times l_2)}{l_1 + l_2} = \frac{(8,2 \times 1,4) + (10,9 \times 2,93)}{1,4 + 2,93} = 10,027\text{KN/m}^2$$

$$ELS: \left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu - nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire} \\ \text{Fe400} \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 23,50\text{KN.m}$$

$$M_{(Travée)} = 0,85 M_0 = 19,98\text{KN.m}$$

$$M_{(appui)} = 0,5 M_0 = 11,75\text{KN.m}$$

➤ **Travée :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{M_u(t)}{M_{ser}(t)} = \frac{27,71}{19,98} = 1,39$$

$$\alpha_{travée} = 0,0770 \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{16,302}{11,75} = 1,39$$

➤ **Appuie :**

$$\alpha_{appui} = 0,0443 < \alpha_{trévé} = 0,445 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

les armatures calculer a ELU convient a ELS

✓ **RDC+SOUS SOL :**

$$G = 5,7 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

✓ **ELU :**

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

$$P_1 = 11,445 \text{ KN/m}^2$$

$$P_2 = 15,09 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{eq} = \frac{(p_1 \times l_1) + (p_2 \times l_2)}{l_1 + l_2} = \frac{(11,445 \times 1,4) + (15,09 \times 3,23)}{1,4 + 3,23} = 13,99 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 37,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{(Travé)} = 0,85 M_0 = 31,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{(appui)} = 0,5 M_0 = 18,75 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée :**

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 \sigma_b} = \frac{31,87 \times 1000}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,069$$

$$\alpha = 0,089$$

$$\tau = 0,1733$$

$$A = \frac{Mmax}{\tau \cdot \sigma_s} = 5,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) \rightarrow A = 5,28 \text{ cm}^2$$

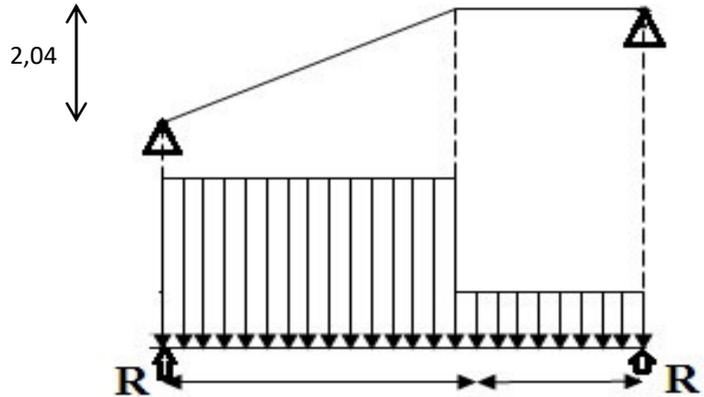


figure .III.5: répartition des charge

- **Choix des armatures :**

$$5T12 \longrightarrow A = 5,65$$

$$e = 20 < \min[3h, 33\text{cm}] = \min[60, 33] \longrightarrow \text{condition verifier}$$

**Armature de repartition**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2 \longrightarrow 4T8 = 2.01$$

$$e = 33,33 < \min[4h, 45\text{cm}] = \min[80, 45] \longrightarrow \text{condition verifier}$$

✓ **Appuie :**

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2\sigma_b} = 0,041$$

$$\mu = 0,03552 < \mu_l = 0,392 \text{ Donc } A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 0,052$$

$$\tau = 0,1761$$

✓ **Calcul des armatures comprimées :**

$$A = \frac{M_{\text{max}}}{\tau \cdot \sigma_s} = 3,06\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}) \longrightarrow A = 3,06\text{cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$4T12 \longrightarrow A = 4,52$$

$$e = 25 < \min[3h, 33\text{cm}] = \min[60, 33] \longrightarrow \text{condition verifier}$$

✓ **Armature de repartition :**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2 \longrightarrow 4T8 = 2.01$$

$$e = 33,33 < \min[4h, 45\text{cm}] = \min[80, 45] \longrightarrow \text{condition verifier}$$

a) **ELS :**

$$P = Q + G$$

$$P_1 = 5,7 + 2,5 = 8,2\text{KN/m}^2$$

$$P_2 = 8,4 + 2,5 = 10,9\text{KN/m}^2$$

$$P_{eq} = \frac{(p_1 \times l_1) + (p_2 \times l_2)}{l_1 + l_2} = \frac{(8,2 \times 1,4) + (10,9 \times 3,23)}{1,4 + 3,23} = 10,782 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 25,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{(\text{Travée})} = 0,85 M_0 = 21,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{(\text{appui})} = 0,5 M_0 = 12,64 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{M_u(t)}{M_{ser}(t)} = \frac{31,87}{21,48} = 1,48$$

$$\alpha_{\text{travée}} = 0,089 \leq \frac{1,48 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1,23 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

✓ **Appui**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16,302}{11,75} = 1,39$$

$$\alpha_{\text{appui}} = 0,052 < \alpha_{\text{travée}} = 0,089 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

les armatures calculer a ELU convient a ELS

✓ **vérification les efforts tranchants**

$$T_{\max} = \frac{qu.l}{2} = \frac{13,91.4,33}{2} = 30,12 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = 0,163 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,163 \text{ MPa} \leq \tau_l = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Remarque :** Les marches ferrailent constructivement avec  $\phi 8$ .

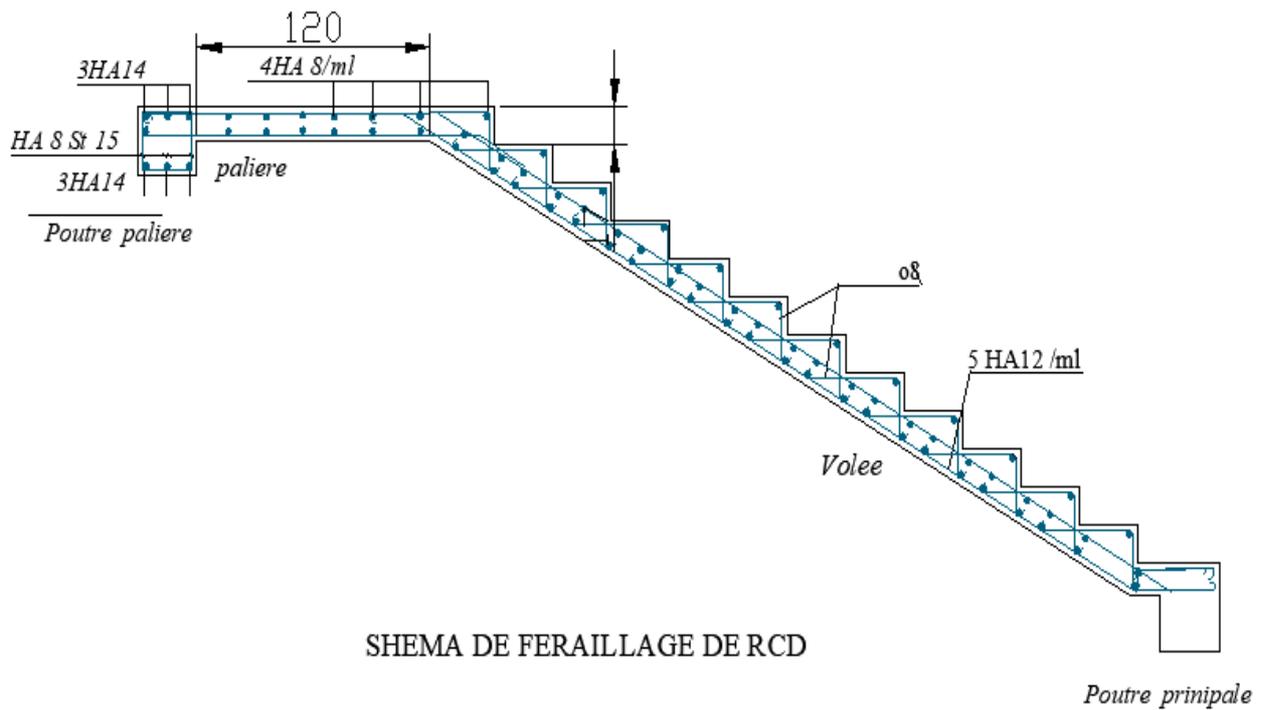


FIGURE III.6 : schéma de ferrailage de RDC

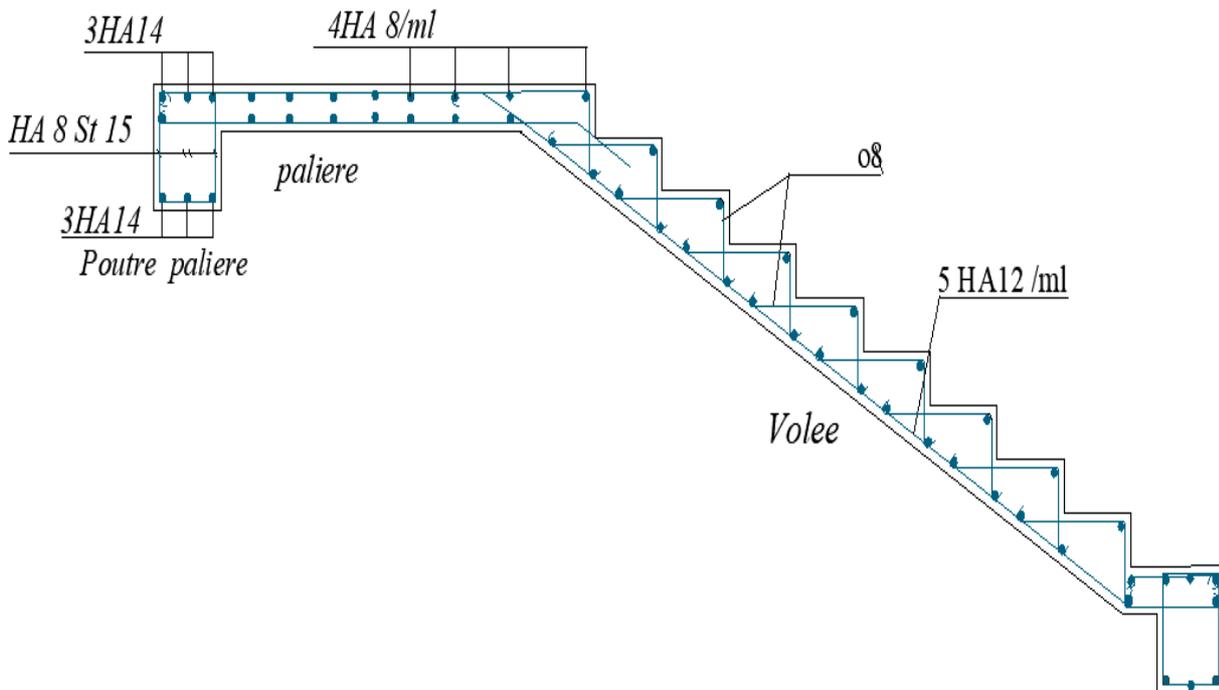


Figure.III.7 : schéma du ferrailage de l'escalier d'étage courant

• **Étude de la poutre palière :**

○ **Pré-dimensionnement :**

Selon le critère de rigidité :  $\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{280}{15} \leq ht \leq \frac{280}{10} \rightarrow 18.67 \leq ht \leq 28$

ON PREND  $ht=30 \rightarrow 0.4ht \leq b \leq 0.8 ht \rightarrow 12 \leq b \leq 24$ .

➤ **verification des conditions de RPa:**

$$\begin{cases} b \geq 20 \\ ht \geq 30 \\ \frac{ht}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{matrix} 30 > 20 \\ 30 = 30 \\ 1 < 4 \end{matrix} \rightarrow \text{cv}$$

○ **ferraillage de la poutre palier :**

le calcul se fait en flexion simple et les armatures seront calculées à l'état limite ultime et on vérifiera avec l'état limite de service.

Les résultats suivants ont été extraits du logiciel robot Autodesk :

- $M_{\max} (\text{en appui}) = 13.64 \text{ KN.m}$
- $M_{\max} (\text{en travée}) = 8.86 \text{ KN.m}$
- $V_u^{\max} = 28.64 \text{ KN}$
- $M_{\text{ser}} = 9.84 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage longitudinal :**

➤ **En appui :**

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 \sigma_b} = \frac{13.64 \times 1000}{30 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,044 < 0.392 \text{ (pas d'armatures comprimées).}$$

$$\alpha = 0,0557$$

$$\tau = 0,015 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}}{\tau \cdot \sigma_s} = 1.49 \text{ cm}^2$$

○ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98 \text{ cm}^2$$

○ **Pourcentage des aciers d'après Art 7.5.2.1 RPA99/v2003 :**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.  $\Rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times (b \times h)$  en zone IIa

$$A_{\min \text{RPA}} = 4.5 \text{ cm}^2$$

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est  $40 \phi$  en zone IIa

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{min \text{ rpa}}) \longrightarrow A = 4.5 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$3T14 \longrightarrow A = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 < \min[3h, 33\text{cm}] = \min[90, 33] \longrightarrow \text{condition verifier}$$

**Armature de repartition**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{4.62}{4} = 1.16 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3T8 = 1.51$$

$$e = 33, 33 < \min[4h, 45\text{cm}] = \min[120, 45] \longrightarrow \text{condition verifier}$$

➤ En travée :

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 \sigma_b} = \frac{8.86 \times 1000}{30.27^2 \cdot 14.2} = 0.02 < 0.392 \text{ ( pas d'armatures comprimés).}$$

$$\alpha = 0.0359$$

$$\tau = 0.027 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\tau \cdot \sigma_s} = 0.96 \text{ cm}^2$$

○ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98 \text{ cm}^2$$

○ **Pourcentage des aciers d'après Art 7.5.2.1 RPA99/v2003 :**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. =>  $A_{min} = 0,5\% \times (b \times h)$  en zone IIa

$$A_{minRPA} = 4.5 \text{ cm}^2$$

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est  $40 \phi$  en zone IIa

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{min \text{ rpa}}) \longrightarrow A = 4.5 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$3T14 \longrightarrow A = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 < \min[3h, 33\text{cm}] = \min[90, 33] \longrightarrow \text{condition verifier}$$

**Armature de repartition**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{4.62}{4} = 1.16 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3T8 = 1.51$$

$$e = 33, 33 < \min[4h, 45\text{cm}] = \min[120, 45] \longrightarrow \text{condition verifier.}$$

✓ vérification les efforts tranchants

$$T_{max} = \frac{qu.l}{2} = \frac{29.06 \cdot 2.8}{2} = 40.68 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = 0,502 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0,2f_c28}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0,502 \text{ MPa} \leq \tau_l = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

○ Calcul d'espacement :

✓ CBA93 exige que :  $st \leq (0.9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow st < 24.3$

✓ D'après le RPA :

- Zone nodal  $st \leq \left(\frac{h}{4}, 12 * \varnothing_{min}, 30 \text{ cm}\right) \rightarrow st \leq (7.5, 16.8, 30 \text{ cm}) \rightarrow st = 7 \text{ cm}$

- Zone courant  $st \leq \left(\frac{h}{2}\right) \rightarrow st = 15 \text{ cm}$

○ Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{280} = 0.15 > 0.062 \dots \dots \dots cv \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0} \rightarrow 0.15 > 0.085 \dots \dots \dots cv \\ \frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0057 < 0.0105 \dots \dots \dots cv \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

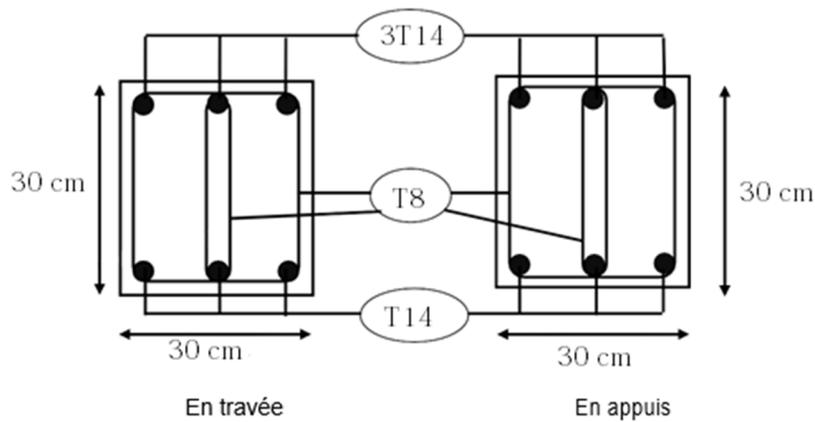


Figure .III.8 : Ferrailage de la poutre palier

### III.2 : Acrotère

#### a) Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

Tableau.III.3 : différentes couches de l'acrotère

Désignation	Ep (m)	Densité KN/m <sup>3</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
Poids propre de l'acrotère	0,015	25,00	3,21
Enduit en ciment intérieur	0,02	20,00	0,36
Enduit en ciment extérieur	0,2	20,00	0,4
Charges permanentes	$G=3,97 \text{ KN/ml}$ $w_p=3,21+0,36+0,4=3,97 \text{ KN/m}^2$		
Charges d'exploitations	$Q=1 \text{ KN/ml}$		

#### b) Hypothèse de calcul :

- l'acrotère est sollicité en flexion composée
- la fissuration est considérée comme préjudiciable
- le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire

**c) calcul des Sollicitation :**

**\*Selon R.P.A on a :**  $F_p = 4AC_p W_p$

WP : Le Poids Propre de l'Acrotère.

A : Coefficient d'Accélération «Groupe d'Usage 2 ;

Zone IIa»  $\Rightarrow A = 0,15$

CP : Facteur de Force Horizontale Variant entre 0,3 et 0,8 ;

CP = 0,8 ; WP = 3,97KN/ml ;  $F_p = 4.A.C_p.W_p$

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,97 \Rightarrow F_p = 1.91\text{KN/ml.}$

$F = \max(Q, F_p) \quad F = 1.91$

<i>E.L.U</i>		
La charge permanente ultime	$N_u = 1,35W_p$	5,36 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1,5F_p$	2.87KN
Moment d'encastrement	$M_u = hQ_u$	2.3 KN.m

<i>E.L.S</i>		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	3,97 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = F_p$	1.91 KN
Moment d'encastrement	$M_s = hQ_s$	1.53 KN.m

## d) Calcul de l'excentricité

- L'excentricité de 1<sup>er</sup> ordre :

$$e = M_u / N_u = 0,43m$$

- L'excentricité additionnelle  $\frac{h}{6} = 13.33 \text{ cm}$

$e > \left(\frac{h}{6}\right) \Rightarrow$  La section partiellement comprimée

## e) Calcul du ferrailage :

## ➤ E.L.U :

$$M_{uA} = MU + N_u * \left(d - \frac{H}{2}\right) \text{ avec } h=0.15 \text{ m ; } d=0.9*h=0.135$$

$$M_{uA} = 2.3 + 5.36 * (0.135 - 0.075) = 2.62$$

$$u = \frac{MuA}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow = \frac{2.62}{0.15 * 0.135^2 * 14.2 * 1000} = 0.067 \text{ On a } \mu < \mu_r \quad 0.008 < 0.186$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire  $A_{sc} = 0$  alors :

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{Ma}{Z} - N_u \right)$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,087 \Rightarrow Z = 0,130 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{348} \left( \frac{2.26 * 10^{-3}}{0,130} - 5.36 * 10^{-3} \right)$$

$$A_{st} = 3.46 * 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.346 \text{ cm}^2$$

## ✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d^2 * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_{st} > 1.63 \text{ cm}^2$  Choix des armatures :  **$A_{st} = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$**

## ➤ ARMATURES DE REPARTITIONS :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

## ➤ E.L.S :

## ✓ Vérifications des contraintes :

$$\diamond \text{ Calcul de } e : e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1.53}{3.97} = 0.39$$

❖ *Calculi de P:*

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nAst}{b} * \left(e - \frac{h}{2} + d\right) \quad p = -3\left(0.39 - \frac{0.15}{2}\right)^2 + \frac{6*15*2.01}{10000} * \left(0.39 - \frac{0.15}{2} + 0.135\right)$$

$$P = -0.29 \text{ m}^2 = -2869.75 \text{ cm}^2$$

❖ *Calculi de q:*

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nAst}{b} * \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2 = 2\left(0.39 - \frac{0.15}{2}\right)^3 - \frac{6*15*2.01}{10000} * \left(0.39 - \frac{0.15}{2} + 0.135\right)^2$$

$$q = 0.059 \text{ m}^2 = 558.12 \text{ cm}^2$$

Pour trouver  $e_1$ , on va faire des itérations en utilisant cette formule :

$$e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{p} \quad \text{ono va supposer que } e_1 = 75 \quad e_1 = \frac{-75^3 - 552.12}{-2869.75} = 147.2 \text{ cm} \quad e_1 = \frac{-147.2^3 - 552.12}{-2869.75} = 1111.62 \text{ cm}$$

On remarque qu'on utilisant cette formule,  $e_1$  diverge. Donc on va utiliser la deuxième formule :

$$e_1 = \sqrt[3]{-e_1 * p - q} \quad e_1 = \sqrt[3]{-75 * 2869.75 - 558.12} = 59.88$$

$$75 \rightarrow 59.88 \rightarrow 55.54 \rightarrow 54.16 \rightarrow 53.7 \rightarrow 53.55 \rightarrow 53.49 \rightarrow 53.47 \rightarrow 53.47 \rightarrow 53.47$$

On prend  $e_1 = 53.47$ .

❖ *Calcul de X :*  $X = \frac{h}{2} + e_1 - e \quad X = 7.5 + 53.47 - 39 = 21.97$

❖ *Calcul de S :*  $s = \frac{bx^2}{2} - n * Ast * (d - x) = \frac{*100*21.97^2}{2} - 15*2.01*(13.5-21.97)$   
 $= 24389.42$

❖ *Verification des contraintes :*

- Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s * x}{s} = \frac{3.97 * 21.97}{24389.42} = 0.036 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  la condition est vérifiée

- Dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{N_s * n * (d - x)}{s} = \frac{3.97 * 15 * (13.5 - 21.97)}{24389.42} = 32.45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{nft28}\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ MPa avec } n=1.6 \text{ pour HA } ft28=2.1$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$  la condition est vérifiée.

Le schéma du ferrailage de l'acrotère choisi, est représenté sur ces deux figures :

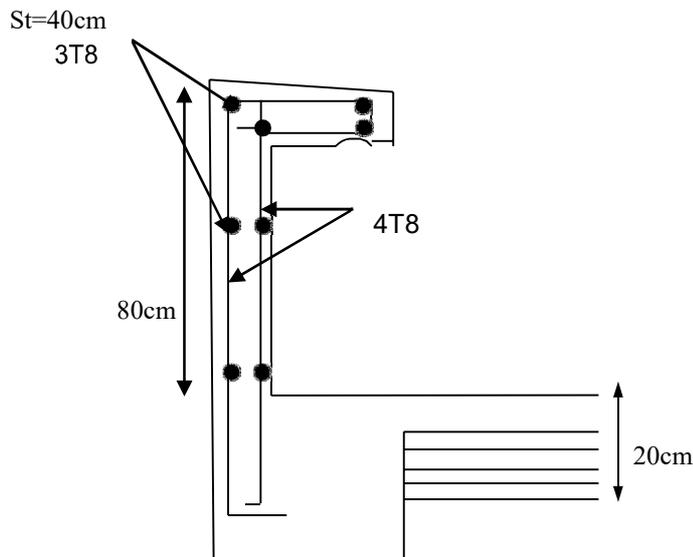


Figure III.9 : Coupe transversal de l'acrotère

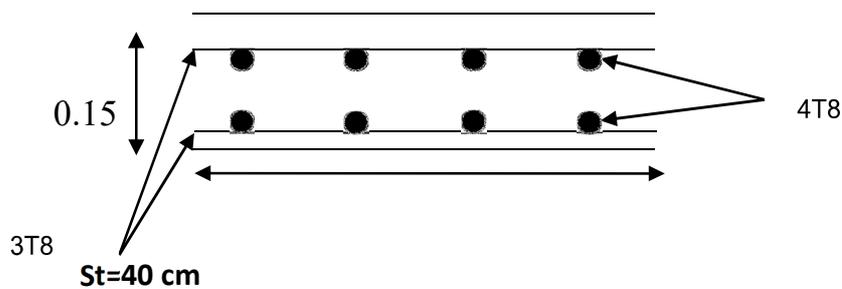


Figure.III.10 : Vue en plan de l'acrotère

### III.3 : Balcon :

#### a) Introduction :

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle d'un seul appui, assimilé à une console de portée de 1,40 m.

Le balcon se calcul comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

- **Epaisseur du balcon**

$$e \geq \frac{l}{10} = \frac{110}{10} = 11\text{cm} \quad \text{Isolation acoustique : } e = 12\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{on prend } e=15\text{cm}$$

- **Evaluation des charges :**

- ✓ **Descente des charges :**

- ✓ **Etage courant :**

N°	Designation	Epaisseur (m)	Densité KN/m <sup>3</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
1	Carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,44
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5	Enduit en plâtre	0,01	10,00	0,1
				<b>Σ G = 5,07</b>

Tableau III.4: Evaluation des charges pour le balcon

$$\Sigma G = 5,07 \quad Q=3,5\text{KN/m}$$

#### b) Détermination du poids de garde-corps :

- ♦ **P : poids du mur extérieur (brique)**

La charge des murs (force concentrée)  $P=13000*2,91*1*0.15=5,67\text{KN/m}$

- ♦ **Poids propre :  $Q = 3.5\text{KN/m}^2 * 1\text{m} = 3,5 \text{ KN/m}$**

**Surcharge:  $G = 5.18 \text{ KN/m}^2 * 1\text{m} = 5,36 \text{ KN/m}$**

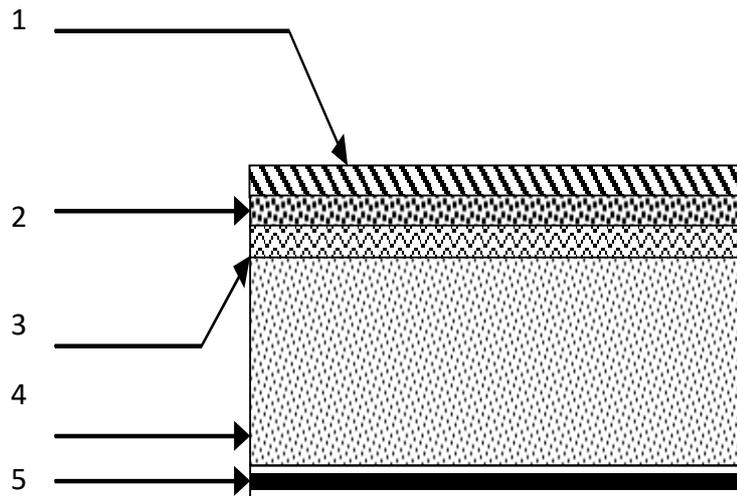


Figure.III.11 : Evaluation des charges pour le balcon

c) Combinaison des charges :

✓ ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \quad q_u = 12,09 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 P \quad P_u = 7,66 \text{ KN/ml}$$

✓ ELS

$$q_s = G + Q \quad q_s = 8,57 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P \quad P_s = 5,67 \text{ KN/m}$$

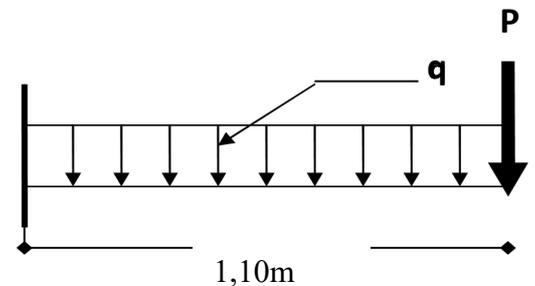


Figure III.12 : Schéma statique du balcon

❖ Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

✓ ELU

$$M_{\max} = \frac{-qu.l^2}{2} - pu.l = \frac{-12,09.1,4^2}{2} - 7,66.1,4 = -22,57 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = qu.l + Pu = 24.59 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 h = 13.5 \text{ cm}$$

Ferraillage:

M (KN.m)	$\mu$	A'	A <sub>cal</sub>	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>r</sub> =A <sub>s</sub> /4
-22,57	0.087	0	5,04cm <sup>2</sup>	6T12 A <sub>s</sub> =6.79 St =33 cm	1,7cm <sup>2</sup> 4T8=2.01

Tableau.III.5 : ferrailage du balcon

Vérifications : Pour orobage  $C=a+fi/10 = 3.5\text{cm}$  avec  $a = 20\text{mm}$  a cote de la mer  $a=10\text{mm}$  loin de la mer

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13.5 \times 2,1 / 400 = 1.63\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max[A_{st} ; A_{\min}] = 5.04$$

• **Vérification a ELS:**

$$M_{\max} = \frac{-qs.l^2}{2} - ps.l = \frac{-8,57.1,4^2}{2} - 5,67.1,4 = -16,34 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = qs.l + Ps = 17.67 \text{ KN}$$

**Position de l'axe neutre :**

On a une section rectangulaire de dimension (b\*h).

$$\frac{(b.y^2)}{2} + \eta*(A'+A) y - \eta*(A'd'+A*d) = 0$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 6.79\text{cm}^2$$

$$\text{D'où l'équation dévient : } 50y^2 + 101.85y - 1374.98 = 0$$

On trouve  $y_1 = 4.32 \text{ cm}$  (position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)

• **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_b = \frac{b.y^3}{3} = 2.69.10^{-5} m^4$$

$$I_{st} = A_s (d - y_1)^2 = 5.72.10^{-6} m^4$$

$$I = I_b + \eta I_{st} = 11.3.10^{-5} m^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$ :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms.y}{I} = \frac{16,34.4.32}{11.3 \cdot 10^{-5}} = 6981,97 \text{ KN/M}^2 = 6,25 \text{ MPA}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 > \sigma_b = 6,25 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_s$ :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{\eta Ms(d-X)}{i} = 199.12 \text{ MPA} \\ \overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma}_{st} < \sigma_{st} \quad \longrightarrow \text{Donc la condition est vérifiée}$$

- ✓ **Vérification au cisaillement :**  $T_{\max} = 24.59$

- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0.182 \text{ MPa}$

- $\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \right)$  fissuration préjudiciable ( $\gamma_b = 1.5$ )

$$\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

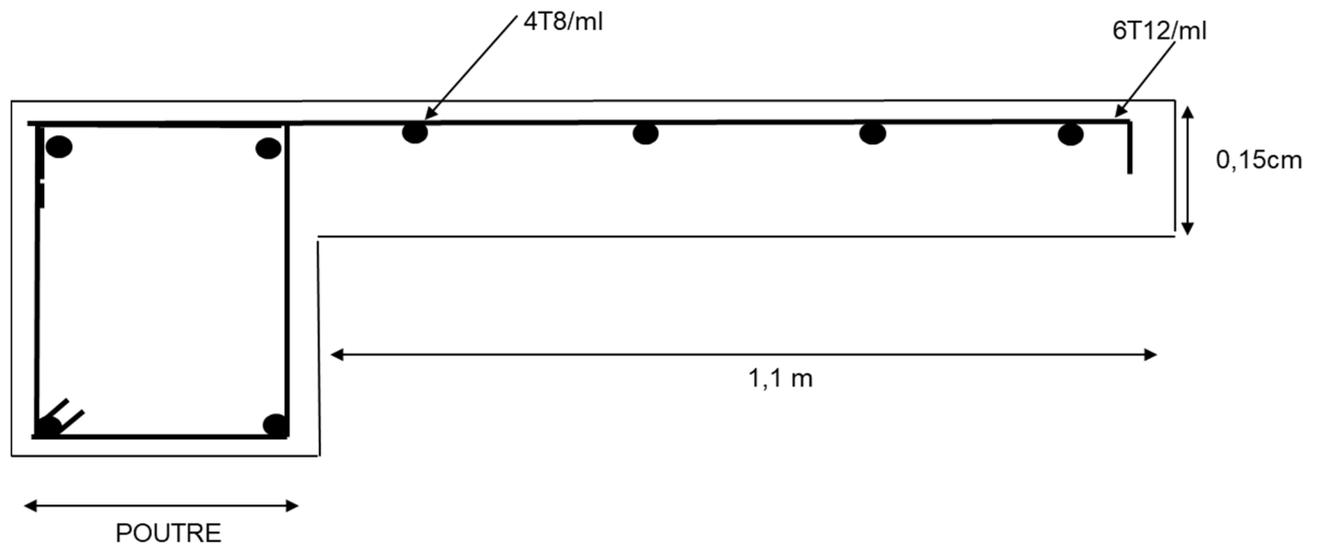
$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0.182 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier.}$$

- ✓ **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{1.4} > \frac{1}{16} \rightarrow 0.107 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$

- $\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.20}{f_e} \rightarrow \frac{6.79 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0.135} \leq \frac{4.20}{400} \rightarrow 0.005 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$

*donc le calcul de la flèche n'est pas utile.*



**Figure.III.13** : Ferrailage du bacon

**III.4 : Ascenseur :****a) Introduction :**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine ; L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- BS=1.60 m
- PM=15 kn
- V=1.60 m/S
- TS=1.80 m
- HK=2.20 m
- DM =43 kn
- FC=50 kn

Avec : Bs, Ts, Hk sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

Fc : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

PM : Charge due à la dalle des machines.

DM : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

Poids moyen d'une personne est 75 kg ,et notre ascenseur support 6 personne .

Donc  $P_p = 75 \cdot 6 = 450 \text{ kg} \rightarrow P_p = 4.5 \text{ kN}$ .

$$G_1 = 25 \cdot 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Poids de la dalle en béton armé})$$

$$G_2 = 22 \cdot 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Poids du revêtement en béton})$$

$$P = G + P_m + D_m + 500 = 15 + 43 + 5 + 4.5 + 6.1 = 73.60 \text{ kN} \quad q = 1.5 \text{ kn}$$

**b) Calcul des sollicitations :**

➤ E-L-U :

$$Q_u = 1.35G + 1.5 Q = 101.61 \text{ KN /m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{2.1} = 0.86 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.86 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

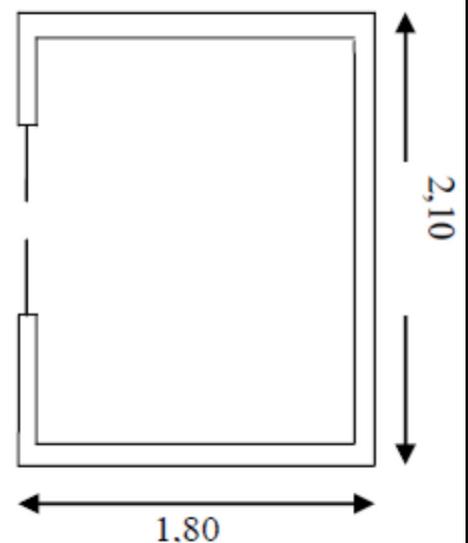


figure .III.14 : cage d'ascenseur

Sens x-x' :  $M_0^x = \mu_x * q_u * l_x^2 \rightarrow M_0^x = 16.33 \text{ kn.m}$

Sens y-y' :  $M_0^y = \mu_y * M_0^x \rightarrow M_0^y = 11.52 \text{ kn.m}$

**c) Calcule des moments réels :**

- En travée : - sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 * M_0^x = 13.88 \text{ kn.m}$   
 - Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 * M_0^y = 9.79 \text{ kn.m}$
- En appui : - sens x-x' :  $M_a^x = 0.3 * M_0^x = 4.9 \text{ kn.m}$   
 - Sens y-y' :  $M_a^y = 0.3 * M_0^y = 3.6 \text{ kn.m}$

**d) Calcul du ferrailage :** on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1 m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple .

- **En travée :** sens x-x' :

$$\mu_b = \frac{M_t^x}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.03 \rightarrow \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 0.038$$

$$z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.1772 \text{ m} \quad A_{st} = \frac{M_t^x}{z * f_{st}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à L'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

$$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \left. \begin{array}{l} \rho > 0.4 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 * b * h_0 \end{cases}$$

Avec :  $\rho_0 = 0.0008$  pour fe400     $h_0 = e = 20 \text{ cm}$      $b = 100 \text{ cm}$      $\rho = 0.86$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.71 \text{ cm}^2/ml \\ A_{min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \quad A_t^x > \frac{A_t^y}{4} \dots \dots \dots cv.$$

Les autre résultats seront résumés sur le tableau :

	Mt	Ma	At cm <sup>2</sup>	Atmin cm <sup>2</sup>	Aa cm <sup>2</sup>	Aamin cm <sup>2</sup>	Atadopté cm <sup>2</sup>	Aa adopté cm <sup>2</sup>
Sens x-x'	13.88	4.9	2.25	1.71	0.79	1.71	4T12=4.52	4T12=4.52
Sens y-y'	9.79	3.6	1.58	1.6	0.58	1.60	4T12=4.52	4T12=4.52

**Tableau.III.6 :** ferrailage de la dalle d'ascenseur

- **Calcul des espacements :**

-Sens x-x' :  $st \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow st \leq 33 \text{ cm}$  on adopt  $st = 25 \text{ cm}$

- Sens y-y' :  $st \leq \min(4e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow st \leq 33 \text{ cm}$  on adopt  $st = 25 \text{ cm}$

- **Verifications de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_c 28 = 1.25 \text{ MPa} \quad \rho = 0.86 > 0.4 \rightarrow \text{flexion simple dans les deux sens.}$$

$$V_x = qu * \frac{lx}{2} * \frac{ly^4}{ly^4 + lx^4} = 59.39 \text{ kn}$$

$$V_y = qu * \frac{ly}{2} * \frac{lx^4}{ly^4 + lx^4} = 37.4 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{53.66}{1*0.18} = 0.33 < \bar{\tau}_u = 0.05 * f_c 28 = 1.25 \text{ MP...cv} \rightarrow$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Vérification à l'ELS :**

$$Q_{ser} = G + Q = 75.1 \text{ kn/m}^2 \quad v = 1.6 \text{ m/s}$$

$$\rho = 0.86 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x * q_{ser} * l_x^2 \rightarrow M_0^x = 12.07 \text{ kn.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y * M_0^x \rightarrow M_0^y = 8.51 \text{ kn.m}$$

$$\text{sens x-x'} : M_t^x = 0.85 * M_0^x = 10.26 \text{ kn.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 * M_0^y = 7.23 \text{ kn.m.}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$A_x = 4.52 \text{ cm}^2, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad d = 18 \text{ cm}$$

- **Position de l'axe neutre :**

On a une section rectangulaire de dimension (b\*h).

$$\frac{(b \cdot y^2)}{2} + \rho \cdot (A' + A) y - \rho \cdot (A' d' + A \cdot d) = 0$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où l'équation dévient : } 50y^2 + 67.8y - 1220.4 = 0$$

On trouve  $y_1 = 4.31 \text{ cm}$

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_b = \frac{b \cdot y^3}{3} = 2.67 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_s (d - y_1)^2 = 8.47 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + \eta I_{st} = 3.52 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\text{Donc : sens } x-x' \quad \sigma_{bc} = M_{ser} \cdot \frac{y}{I} = 12.56 < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{: sens } y-y' \quad \sigma_{bc} = M_{ser} \cdot \frac{y}{I} = 8.85 < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Cas d'une charge concentrée :**

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \cdot b_0$ , elle agit Uniformément sur une aire  $u \cdot v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \cdot b_0$ : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \cdot v$ : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$ : Dimensions suivant le sens  $x-x'$ .

$b_0$  et  $v$ : Dimensions suivant le sens  $y-y'$

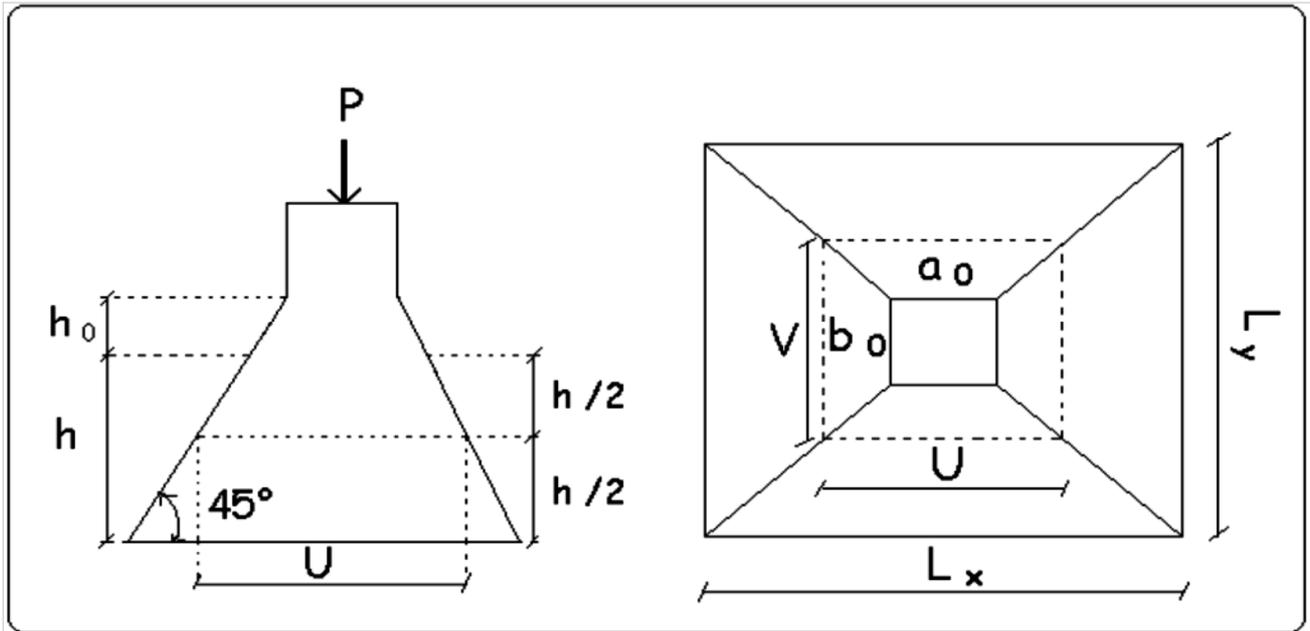


Figure.III.15 : schéma de la dalle d'ascenseur et sa surface d'impacte

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2\xi * h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2\xi * h_1 \end{cases} \quad \text{BAEL 91} \quad V=1.6 \text{ m/s} \begin{cases} a_0 = 10 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Revêtement en béton  $h_1=5\text{cm} \rightarrow \xi = 1.$

Donc :

$$\begin{aligned} u &= 10 + 20 + 2 * 1 * 5 = 40 \text{ cm} \\ v &= 10 + 20 + 2 * 1 * 5 = 40 \text{ cm} \end{aligned}$$

• **Calcul des sollicitations : Pu=**

$$\begin{cases} M_x = P_u * (M_1 + v * M_2) \\ M_y = P_u * (M_2 + v * M_1) \end{cases} \quad \text{avec } v : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

M1 en fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$   $\frac{u}{l_x} = 0.22$  et  $\rho = 0.86$

M2 en fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho$   $\frac{v}{l_y} = 0.19$  et  $\rho = 0.86$

D'après les abaques de PIGEAU on trouve  $M_1=0.18$  et  $M_2=0.14$

• **Evaluation des moments Mx1 et Mx2 du système de levage à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u * M_1 \\ M_{y1} = P_u * M_2 \end{cases}$$

On a :  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 43 + 15 + 4.5 = 62.5 \text{ KN.}$

$$P_u = 1.35g = 1.35 * 62.5 = 84.38 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 15.19 \text{ kn} * m \\ M_{y1} = 11.81 \text{ kn} * m \end{cases}$$

- **Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$G1=25 \cdot 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Poids de la dalle en béton armé})$$

$$G2=22 \cdot 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Poids du revêtement en béton})$$

$$G'=G1+G2+6.1 \text{ KN} \quad \rho=0.86 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

$$Q_u = 1.35 \cdot 6.1 + 1.5 \cdot 1.5 = 10.49 \text{ kn m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 \rightarrow M_{x2} = 1.69 \text{ kn.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \rightarrow M_{y2} = 1.19 \text{ kn.m}$$

#### A. Superposition des moments :

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 16.88 \text{ kn.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 13 \text{ kn.m} \end{cases}$$

#### B. Moments aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 5.06 \text{ kn.m}$$

#### C. Moments aux travées

$$M_{tx} = 0.85 \cdot M_x = 14.35 \text{ kn.m} \quad M_{ty} = 0.85 M_y = 11.05 \text{ kn.m}$$

#### D. Ferrailage : le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur

Les autres résultats seront résumés sur le tableau :

	Mt	Ma	At $cm^2$	Atmin $cm^2$	Aa $cm^2$	Aamin $cm^2$	Atadopté $cm^2$	Aa adopté $cm^2$
Sens x-x'	14.35	5.06	2.33	1.71	0.81	1.71	3T12=3.39	3T12=3.39
Sens y-y'	11.05	5.06	1.79	1.6	0.81	1.60	3T12=3.39	3T12=3.39

**Tableau.III.7 :** ferrailage de la dalle de la salle des machines

➤ **Vérification à l'ELU :**

❖ **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \gamma_b = 1.5 \quad (\text{BAEL 91})$$

$Q_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 * (u+v) = 2 * (40+40) = 160 \text{ cm} \rightarrow 84.38 < 240 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{cv}$$

❖ **Espacement des barres :**

❖ -Sens x-x' :  $st \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow st \leq 33 \text{ cm}$  on adopte  $st = 25 \text{ cm}$

❖ -Sens y-y' :  $st \leq \min(4e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow st \leq 33 \text{ cm}$  on adopte  $st = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = 62.5 \text{ kn}$

$$\begin{cases} M_x = PS * (M1 + v * M2) \\ M_y = PS * (M2 + v * M1) \end{cases} \text{ avec } v : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

D'après les abaques de PIGEAU on trouve  $M1=0.18$  et  $M2=0.14$

• **Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{x2}$  du système de levage à l'ELU :**

$$\rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 13 \text{ kn} * \text{m} \\ M_{y1} = 11 \text{ kn} * \text{m} \end{cases}$$

• **Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELS :**

$$\text{avec } \rho = 0.86 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \quad Q_S = 7.1 \text{ kn}$$

$$M_{x2} = \mu_x * Q_S * l_x^2 \rightarrow M_{x2} = 1.14 \text{ kn.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \rightarrow M_{y2} = 0.8 \text{ kn.m}$$

**E. Superposition des moments :**

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.14 \text{ kn.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.08 \text{ kn.m} \end{cases}$$

**F. Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 4.24 \text{ kn.m}$$

### G. Moments aux travées

$$M_{tx} = 0.85 * M_x = 12.02 \text{ kn.m} \quad M_{ty} = 0.85M_y = 9.42 \text{ kn.m}$$

#### ➤ Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$A_x = 4.52 \text{ cm}^2, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad d = 18 \text{ cm}$$

#### Position de l'axe neutre :

On a une section rectangulaire de dimension (b\*h).

$$\frac{(b \cdot y^2)}{2} + \eta * (A' + A) y - \eta * (A' d' + A * d) = 0$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad \eta = 15; \quad A' = 0, \quad A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$D'où l'équation dévient : 50y^2 + 67.8y - 1220.4 = 0$$

$$\text{On trouve } y_1 = 4.31 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie :

$$I_b = \frac{b \cdot y^3}{3} = 2.67 * 10^{-5} m^4$$

$$I_{st} = A_s (d - y_1)^2 = 8.47 * 10^{-6} m^4$$

$$I = I_b + \eta I_{st} = 3.52 * 10^{-5} m^4$$

$$\text{Donc : sens } x-x' \quad \sigma_{bc} = M_{ser} * \frac{y}{I} = 14.72 < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{: sens } y-y' \quad \sigma_{bc} = M_{ser} * \frac{y}{I} = 11.53 < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- Vérification de la flèche : les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b0*d} \leq \frac{4.2}{fe} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.1 > 0.06 \dots\dots\dots (1) \dots\dots cv \\ 0.1 > 0.085 \dots\dots\dots (2) \dots\dots cv \\ 0.0025 < 0.01 \dots\dots\dots (3) \dots\dots cv \end{array} \right.$$

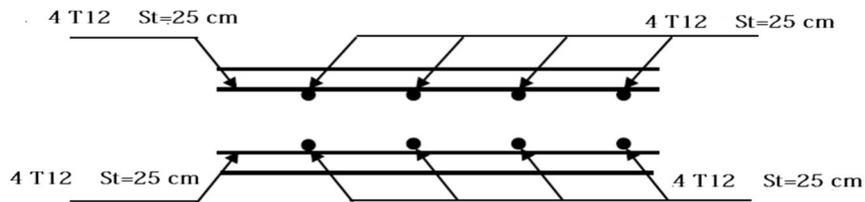


Figure.III.16 : vue en coupe du ferrailage de la dalle

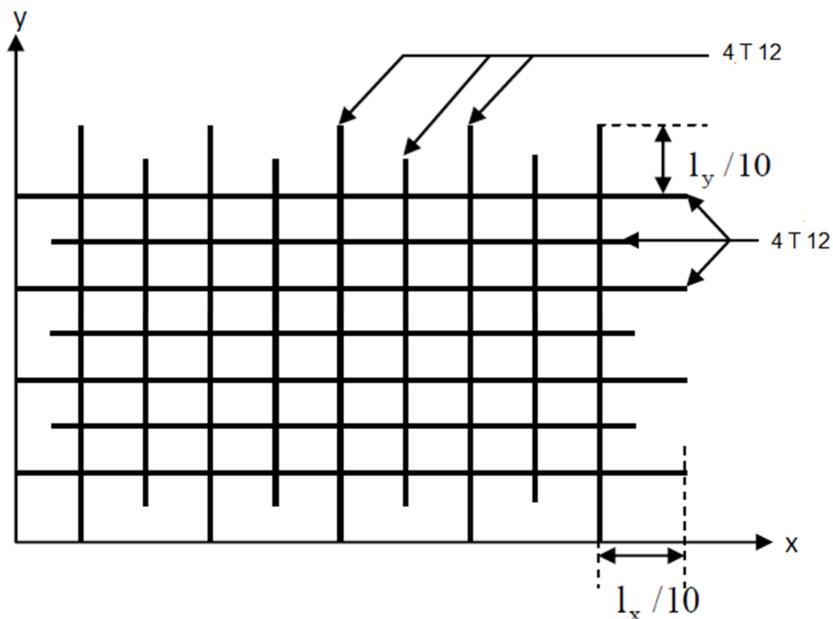


Figure.III.17 : Schéma de ferrailage de la dalle

**III.4: Calcul des planchers:****a) Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est de 4 cm d'épaisseur. Son ferrailage sera effectué en treillis soudé, L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Calcule des armatures :

**➤ armatures parallèles aux poutrelles :**

$$50 \leq L1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A1 = 4 \cdot L1 / f_e \text{ (L1 en cm)}$$

$$L1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A1 = 4 \cdot 60 / f_e \quad \text{Avec :}$$

L1 : distance entre l'axe des poutrelles (L1=60 cm).

A1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A2 = A1 / 2 \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A1 = 4 \cdot 60 / 400 = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad 5T6 \rightarrow A1 = 1,41 \text{ cm}^2 \quad St = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$$

**➤ armatures de répartition :**

$$A2 = (A1) / 2 = 0,30 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4T6 \Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ et } S = 25 \text{ cm.}$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis soudé de diamètre  $\phi 6$  dont la dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

**b) Calcul de la poutrelle :**

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui support la plus grande charge d'exploitation.

**➤ Dimensionnement de la poutrelle :**

$$b1 \leq \min (L / 2, L1 / 10, 8h0)$$

$$b1 \leq \min (35,45, 32) \quad b1 = 25 \text{ cm}$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (60 -10 ), ( L = 50 cm )

L1 : longueur de la plus grande travée. (L1=450)

b0 : largeur de la nervure. (b0 = 10 cm)

h0 : épaisseur de la dalle de la dalle de compression (h0 = 4cm).

### b) vérification des conditions :

D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

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

Pour utilisation de la méthode de forfaitaire on doit d'abord vérifier les 4 conditions :

- $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$ .....cv
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.....cv
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre  $0.80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$  .....cuv
- Fissuration non préjudiciable.....cv

Si l'un des conditions n'est pas vérifié on passe à la méthode de Caquot.

- **Méthode de CAQUOT :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

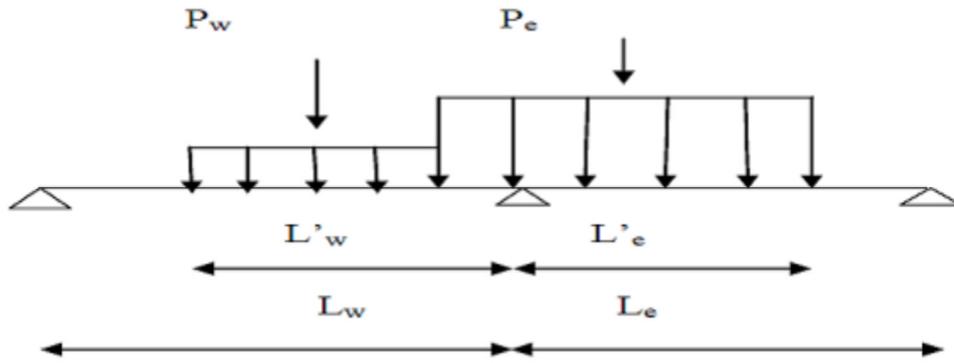


Figure.III.18 : répartition des charges sur poutrelle

• **Exposé de la méthode :**

➤ **Moment sur appuis :**

$M_a = 0.2 M_o$ .....Appuie de rives

$$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

➤ **Moment sur travée :**

$M_t = M_o + M_e(1 - \frac{x}{L}) + M_w(\frac{x}{L})$  avec :

$M_o$  :la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$ : Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

$q_e$ : Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

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

- $l' = l$ .....pour une travée de rive
- $l' = 0,80$ .....pour une travée intermédiaire

Où «  $l$  » représente la portée de la travée libre.

➤ **Effort tranchant :** 
$$\begin{cases} T_w = \frac{q_l}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{q_l}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$
 Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

Te : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

$$X_{max} = \frac{l}{2} + \frac{Me - Mw}{ql}$$
 appssise relatif

❖ **Type 1** : il contient 3 travée :

Exemple :  $q_u = 1.35g + 1.5q = 1.35 * 5.56 + 1.5 * 2.5 = 11.26$  kn

$$M \text{ isostatique} = \frac{ql^2}{8} \rightarrow \frac{11.26 * 4.5^2}{8} = 28.5 \dots\dots\dots \text{travée 1}$$

$$M \text{ isostatique} = \frac{ql^2}{8} \rightarrow \frac{11.26 * 3.4^2}{8} = 16.26 \dots\dots\dots \text{travée 2}$$

$$M \text{ isostatique} = \frac{ql^2}{8} \rightarrow \frac{11.26 * 3.1^2}{8} = 13.52 \dots\dots\dots \text{travée 3}$$

$$M_{APPUIE} = -0.2 * M_0 \rightarrow -0.2 * 28.5 = -5.7 \text{ kn} \cdot m \dots\dots\dots \text{Appuie 1}$$

$$M_{APPUIE} = -\frac{Pw * l_w^3 + Pe * l_e^3}{8.5(l'_w + l'_e)} \rightarrow -\frac{11.26 * 4.5^3 + 11.26 * 2.72^3}{8.5(4.5 + 2.72)} = -20.40 \dots\dots\dots \text{Appuie 2}$$

$$M_{APPUIE} = -\frac{Pw * l_w^3 + Pe * l_e^3}{8.5(l'_w + l'_e)} \rightarrow -\frac{11.26 * 2.72^3 + 11.26 * 3.1^3}{8.5(2.72 + 3.1)} = -11.36 \dots\dots\dots \text{Appuie 3}$$

$$M_{APPUIE} = -0.2 * M_0 \rightarrow -0.2 * 13.52 = -2.7 \text{ kn} \cdot m \dots\dots\dots \text{Appuie 4}$$

**Avec** :  $l' = 0.8l$  pour travée intermédiaire et  $l' = l$  pour travée de rive.

$$X_{max} : \text{appssise relatif du moment isostatique } x_{max} = \frac{l}{2} + \frac{Me - Mw}{ql}$$

- $X_{1max} = \frac{l}{2} + \frac{Me - Mw}{ql} = \frac{4.5}{2} + \frac{-20.4 + 5.7}{11.26 * 4.5} = 1.96$
- $X_{1max} = \frac{l}{2} + \frac{Me - Mw}{ql} = \frac{3.4}{2} + \frac{-11.36 + 20.4}{11.26 * 3.4} = 1.94$
- $X_{1max} = \frac{l}{2} + \frac{Me - Mw}{ql} = \frac{3.1}{2} + \frac{-2.7 + 11.36}{11.26 * 3.1} = 1.8$

$$M \text{ travée1} : M_0 + Me * (1 - \frac{x}{l}) + Mw * (\frac{x}{l}) \rightarrow 28.49 + (-5.7 * (1 - \frac{1.96}{4.5}) - 20.4 * (\frac{1.96}{4.5})) = 16.39$$

$$M \text{ travée2} : M_0 + Me * (1 - \frac{x}{l}) + Mw * (\frac{x}{l}) \rightarrow 16.26 + (-20.4 * (1 - \frac{1.94}{3.4}) - 11.36 * (\frac{1.94}{3.4})) = 1.01$$

$$M \text{ travée3} : M_0 + Me * (1 - \frac{x}{l}) + Mw * (\frac{x}{l}) \rightarrow 13.52 + (-11.36 * (1 - \frac{1.8}{3.1}) - 2.7 * (\frac{1.8}{3.1})) = 7.18$$

**Effort tranchant isostatique :**

- $T_1(x) : \frac{ql}{2} \rightarrow \frac{11.26 * 4.5}{2} = 25.33 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{travée 1}$

- $T2(x) : \frac{ql}{2} \rightarrow \frac{11.26 \cdot 3.4}{2} = 19.14 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{travée 1}$
- $T3(x) : \frac{ql}{2} \rightarrow \frac{11.26 \cdot 3.1}{2} = 17.45 \text{ kn} \dots\dots\dots \text{travée 1}$

**Effort tranchant hyperstatique :**

- $V1(x) : T1(x) + \frac{Mw - Me}{l} = 25.33 + \frac{-5.7 - 20.4}{4.5} = 22.06$
- $V1(x) ^ : -T1(x) + \frac{Me - Mw}{l} = -(25.33 + \frac{-20.4 + 5.7}{4.5}) = 28.59$
- $V2(x) : T2(x) + \frac{Mw - Me}{l} = 19.14 + \frac{-11.36 + 20.4}{3.4} = 21.8$
- $V2(x) ' : -T2(x) + \frac{Me - Mw}{l} = -(19.14 + \frac{-20.4 + 11.36}{3.4}) = 16.48$
- $V3(x) : T3(x) + \frac{Mw - Me}{l} = 17.45 + \frac{-2.7 + 11.36}{3.1} = 20.24$
- $V2(x) : -T2(x) + \frac{Mw - Me}{l} = 17.45 + \frac{-11.36 + 2.7}{3.4} = 14.66$

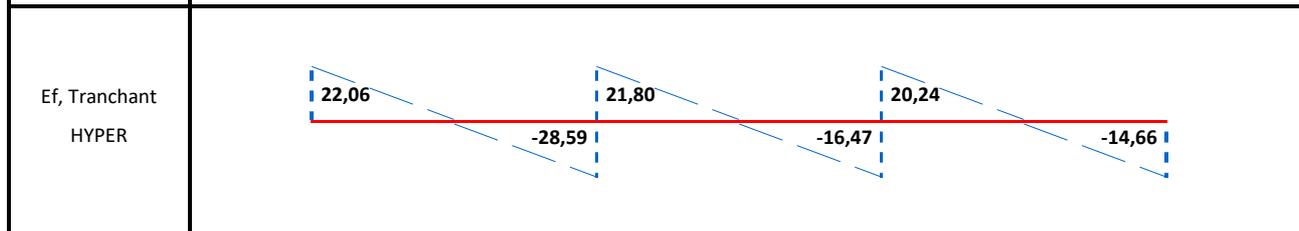
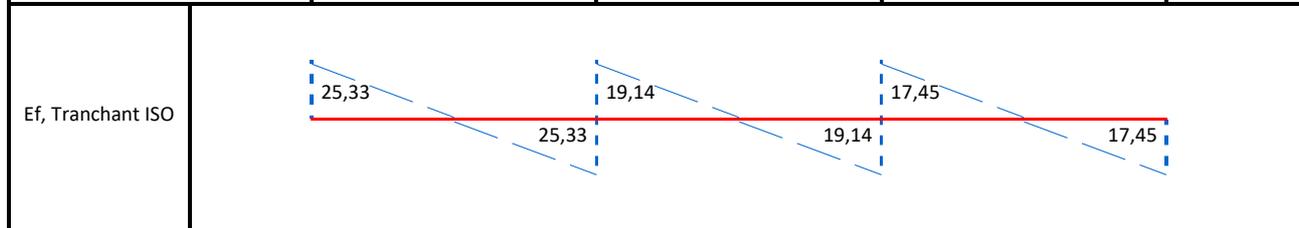
Note : On va prendre que les cas les plus défavorable.

**Etage courant :**

Dimensions b x h	0,3      0,4	0,3      0,4	0,3      0,4	
M. d'Inertie Iy (m <sup>4</sup> )	0,0016		0,0016	
Porté l (m)	4,5		3,4	
Porté Fictive (m)	4,5		3,1	
g : permanente (kn/m)	5,56		5,56	
q : exploitation (kn/m)	2,5		2,5	

Cas n°1				
Charge qu	11,26	11,26	11,26	
CCC	3,75	3,75	3,75	
	7,51	7,51	7,51	
Mt, Appui	-5,70	-20,40	-11,36	-2,70

M0 = $ql^2/8$ (Miso Max)	28,49	16,26	13,52	
X0=Abscisse relatif				
Mmax	1,96	1,94	1,80	16,39
Mt, Travée Max	16,39	1,01	7,18	16,39

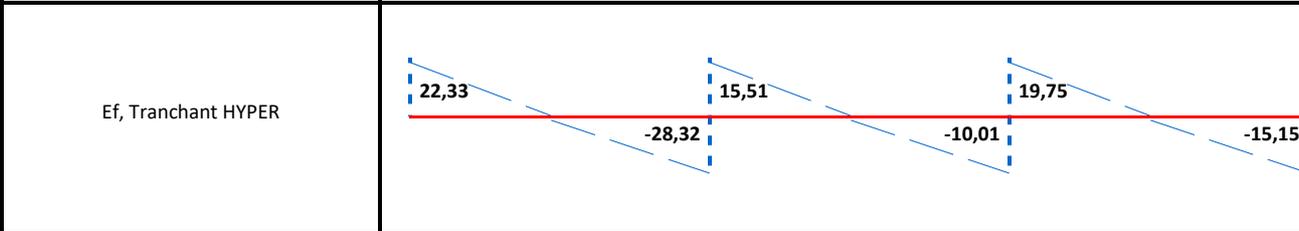
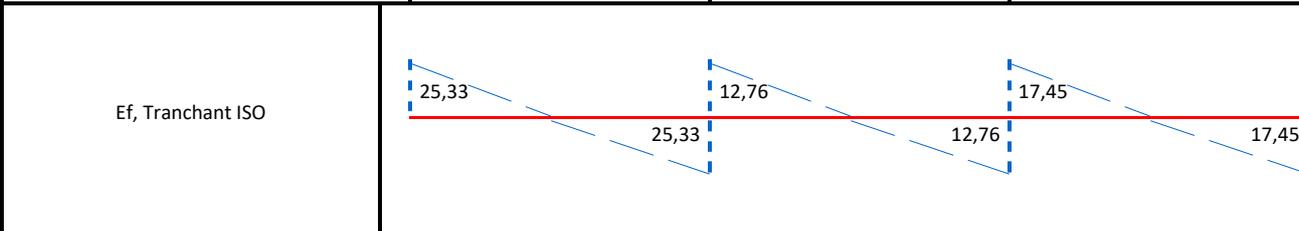


Cas n°2

Charge $q_u$	11,26	7,51	11,26
CDC	3,75		3,75
	7,51	7,51	7,51

Mt, Appui	-5,70	-19,17	-9,83	-2,70
-----------	-------	--------	-------	-------

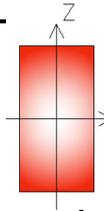
M0 = $ql^2/8$ (Miso Max)	28,49	10,85	13,52
X0=Abscisse relatif Mmax	1,98	2,07	1,75
Mt, Travée Max	16,85	-2,65	7,72



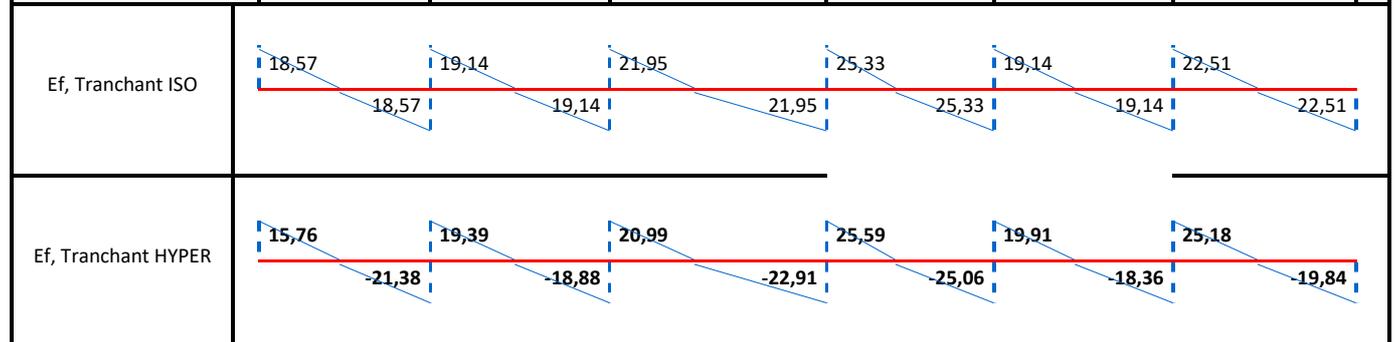
Mt appui MAX	-20,40
Mt Travée MAX	16,85
effort tranchant MAX	25,33
effort tanchant hyperstatique	-28.59

Type 2 : il contient 6 travée :

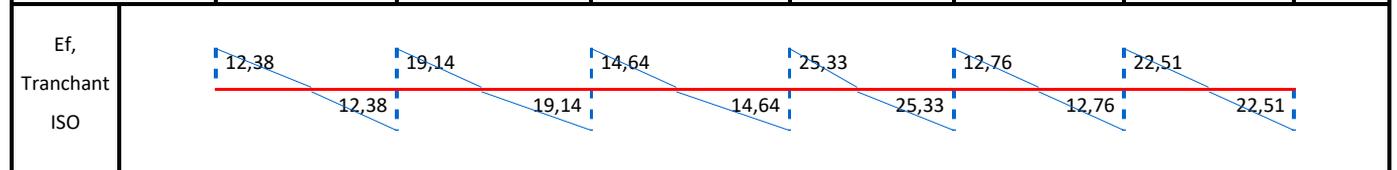
Dimensions b x h	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4
M. d'inertie Iy (m <sup>4</sup> )	0,0016		0,0016		0,0016		0,0016		0,0016		0,0016	
Porté l (m)	3,30		3,40		3,90		4,50		3,40		4,00	
Porté Fictive (m)	3,30		2,72		3,12		3,60		2,72		3,10	
g : permanente (kN/m)	5,56		5,56		5,56		5,56		5,56		5,56	
q : exploitation (kN/m)	2,50		2,50		2,50		2,50		2,50		2,50	

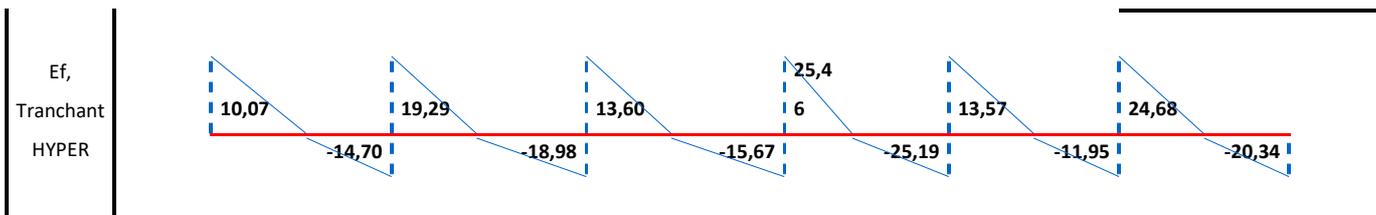


Cas n°1						
Carge q	11,26	11,26	11,26	11,26	11,26	11,26
CCCCC	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51
Mt, Appui	-3,06	-12,33	-11,45	-15,18	-13,99	-11,36
M0 = ql <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	15,32	16,26	21,40	28,49	16,26	22,51
X0=Abscisse relatif Mmax	1,57	1,71	1,93	2,26	1,72	2,04
Mt, Travée Max	7,84	4,38	8,11	13,91	3,61	14,65

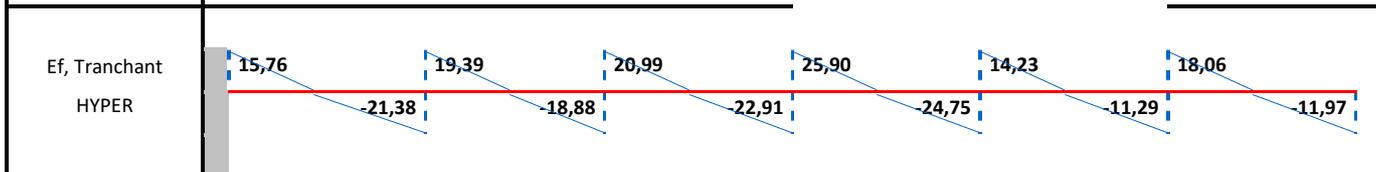
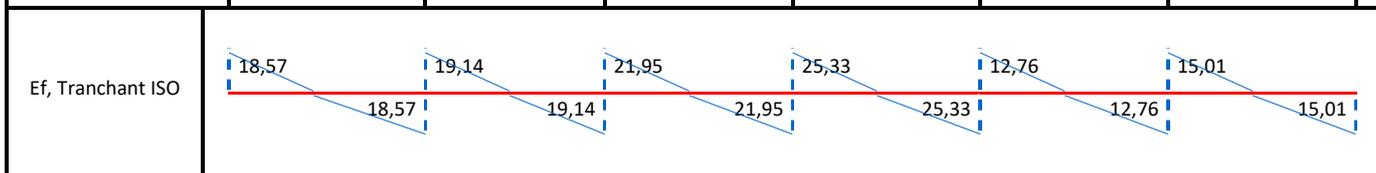


Cas n°2						
Carge q	7,51	11,26	7,51	11,26	7,51	11,26
DCDCDC		3,75		3,75		3,75
	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51
Mt, Appui	-2,04	-9,70	-9,16	-13,18	-12,59	-9,83
M0 = ql <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	10,22	16,26	14,27	28,49	10,85	22,51
X0=Abscisse relatif Mmax	1,56	1,70	1,91	2,25	1,73	2,03
Mt, Travée Max	4,56	6,84	3,14	15,61	-0,34	15,38





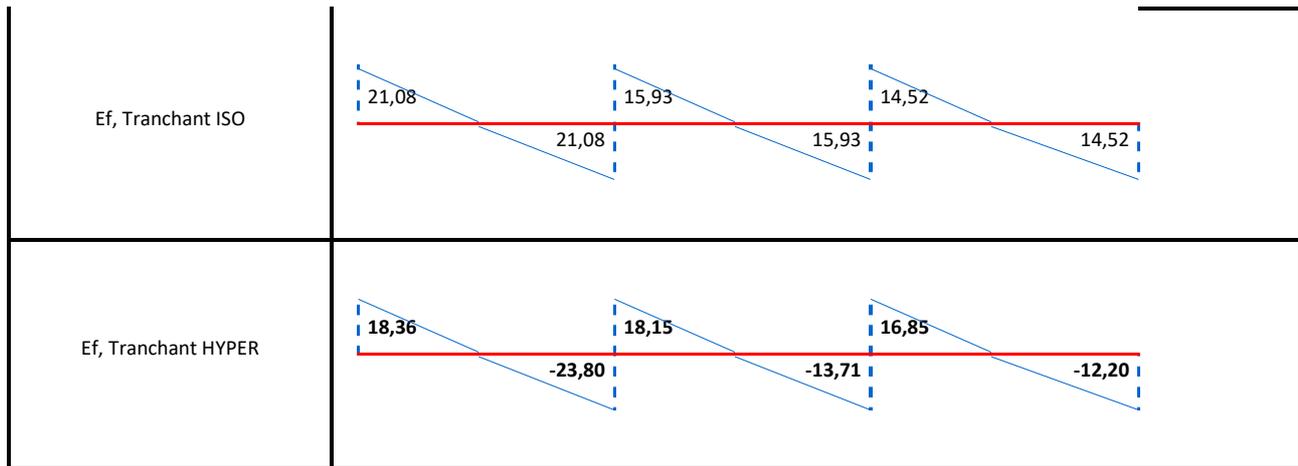
Cas n°3							
Charge q	11,26	11,26	11,26	11,26	7,51	7,51	
CCCCDD	3,75	3,75	3,75	3,75			
	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51	
Mt, Appui	-3,06	-12,33	-11,45	-15,18	-12,59	-7,57	-3,00
M0 = q <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	15,32	16,26	21,40	28,49	10,85	15,01	
X0=Abscisse relatif							
Mmax	1,57	1,71	1,93	2,26	1,76	2,10	
Mt, Travée Max	7,84	4,38	8,11	14,62	0,85	6,23	



Mt appui MAX	-15,18
Mt Travée MAX	15,61
effort tranchant MAX	25,33
effort tranchant hyperstatique	25,90

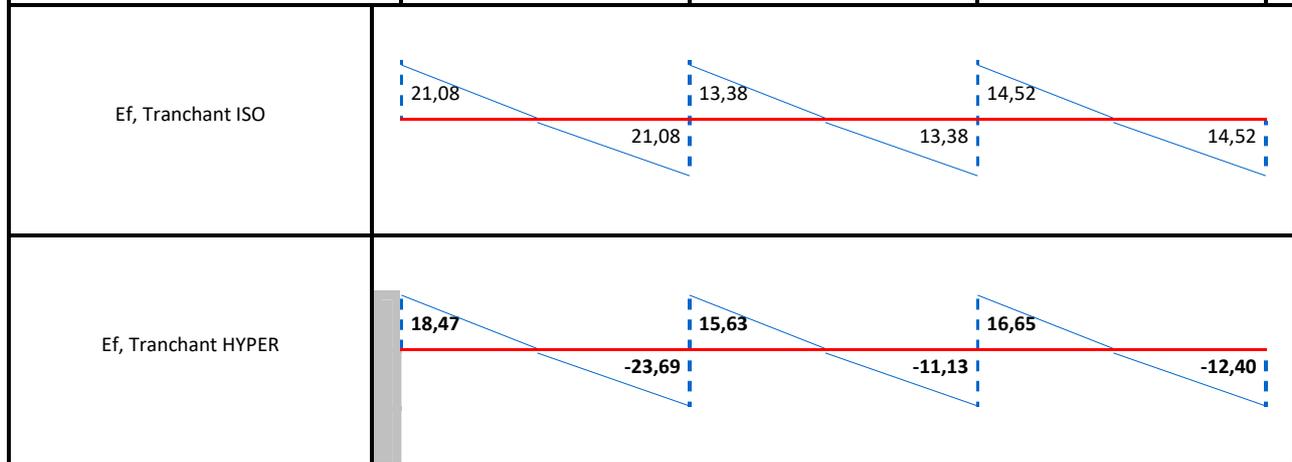
❖ **Terasse :**

Cas n°1				
Charge qu	9,37	9,37	9,37	
CCC	1,50	1,50	1,50	
	7,87	7,87	7,87	
Mt, Appui	-4,74	-16,99	-9,45	-2,25
M0 = q <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	23,72	13,54	11,26	
X0=Abscisse relatif Mmax	1,96	1,94	1,80	13,64
Mt, Travée Max	13,64	0,84	5,98	13,64



Cas n°2

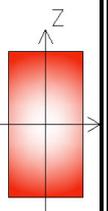
Charge $q_u$	9,37	7,87	9,37	
CDC	1,50		1,50	
	7,87	7,87	7,87	
Mt, Appui	-4,74	-16,49	-8,84	-2,25
$M_0 = ql^2/8$ (Miso Max)	23,72	11,37	11,26	
X0=Abscisse relatif Mmax	1,97	1,99	1,78	
Mt, Travée Max	13,83	-0,65	6,19	



Mt appui MAX	-16,99
Mt Travée MAX	13,83
effort tranchant MAX	21,08
effort tranchant hyperstatique	-23.80

Type 2 :

Dimensions b x h	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4
M. d'Inertie $I_y$ (m <sup>4</sup> )	0,0016		0,0016		0,0016		0,0016		0,0016		0,0016	
Porté l (m)	3,30		3,40		3,90		4,50		3,40		4,00	



Porté Fictive (m)	3,30	2,72	3,12	3,60	2,72	3,10
g : permanente (kN/m)	5,83	5,83	5,83	5,83	5,83	5,83
q : exploitation (kN/m)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Cas n°1							
Charge q	9,37	9,37	9,37	9,37	9,37	9,37	
CCCCC	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	
	7,87	7,87	7,87	7,87	7,87	7,87	
Mt, Appui	-2,55	-10,27	-9,53	-12,64	-11,65	-9,45	-3,75
M0 = ql <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	12,76	13,54	17,82	23,72	13,54	18,74	
X0=Abscisse relatif Mmax	1,57	1,71	1,93	2,26	1,72	2,04	
Mt, Travée Max	6,52	3,64	6,75	11,58	3,00	12,19	
Ef, Tranchant ISO							
Ef, Tranchant HYPER							

cas n°2							
Charge q	7,87	9,37	7,87	9,37	7,87	9,37	
DCDCDC		1,50		1,50		1,50	
	7,87	7,87	7,87	7,87	7,87	7,87	
Mt, Appui	-2,14	-9,21	-8,61	-11,84	-11,09	-8,84	-3,75
M0 = ql <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	10,71	13,54	14,96	23,72	11,37	18,74	
X0=Abscisse relatif Mmax	1,57	1,71	1,92	2,25	1,72	2,03	
Mt, Travée Max	5,21	4,63	4,76	12,26	1,42	12,49	
Ef, Tranchant ISO							
Ef, Tranchant HYPER							

Cas n°3							
Carge q	9,37	9,37	9,37	9,37	7,87	7,87	
CCCCDD	1,50	1,50	1,50	1,50			
	7,87	7,87	7,87	7,87	7,87	7,87	
Mt, Appui	-2,55	-10,27	-9,53	-12,64	-11,09	-7,94	-3,15
M0 = ql <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	12,76	13,54	17,82	23,72	11,37	15,74	
X0=Abscisse relatif Mmax	1,57	1,71	1,93	2,26	1,73	2,08	
Mt, Travée Max	6,52	3,64	6,75	11,86	1,89	8,03	
Ef, Tranchant ISO							
Ef, Tranchant HYPER							

Mt appui MAX	-15,67
Mt Travée MAX	14,36
effort tranchant MAX	26,15
effort tranchant hyperstatique	26,42

**c) Calcule du Ferrailage :**

**Etage courant Type1 (3 travée) :**

- **Sur travée :** M max=16.85 kn.m

$Mt = b \cdot h_0 \cdot fbc \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$  avec  $b=0.6$  ;  $h_0=0.04$   $h=0.2$   $d=0.9h=0.18$

$fbc = 14.2 \text{ MPa}$

$Mt = 0.6 \cdot 0.04 \cdot 14.2 \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 0.054528 \text{ MPa} = 54.53 \text{ kn.m}$

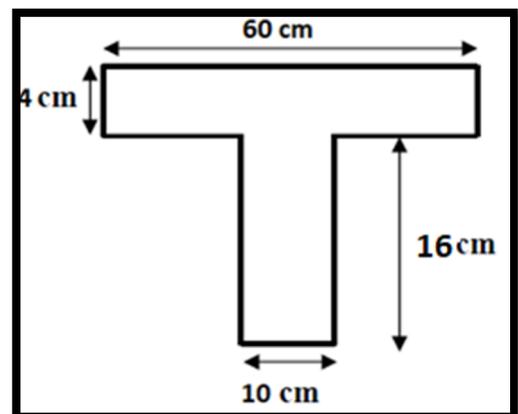


figure.III.19 :dimension de poutrelle

$M_{max} \leq Mt$ , l'axe neutre se trouve dans la table donc le calcul du ferrailage se fait une section rectangulaire ( $b \cdot h$ )

$u_u = \frac{M_{max}}{b d^2} = \frac{16.85}{0.6 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2} = 0.049$   $a = 0,0627$   $Z = 0,1948$   $Ast = 2,49$ .

$A = \max (2.49 \text{ cm}^2 ; 1,30 \text{ cm}^2)$   $A = 2.49 \text{ cm}^2$

Donc on adopte :  $A_{st} = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$

- **Sur appuie** :  $M_a = 20.4 \text{ kn.m}$

$$u_u = \frac{M_{max}}{bd^2} = \frac{20.4}{0.6 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2} = 0,05986 \quad a = 0,0764 \quad Z = 0,1936 \quad A_{st} = 3,03.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_S^{min} \geq 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Pour le choix des armatures on prend :

$$A = \max(3.03 \text{ cm}^2 ; 1,30 \text{ cm}^2) \quad A = 3.03 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  $A_{st} = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$

- **Terrasse** : 3 travée :
- **Sur travée** :  $M_{max} = 14.36 \text{ kn.m}$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ avec } b = 0.6 ; h_0 = 0.04 \quad h = 0.2 \quad d = 0.9h = 0.18 \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0.6 \cdot 0.04 \cdot 14.2 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.054528 \text{ MPa} = 54.53 \text{ kn.m}$$

$M_{max} \leq M_t$ , l'axe neutre se trouve dans la table donc le calcul du ferrailage se fait une section rectangulaire ( $b \cdot h$ )

$$u_u = \frac{M_{max}}{bd^2} = \frac{14.36}{0.6 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2} = 0.042 \quad a = 0,0532 \quad Z = 0,1956 \quad A_{st} = 2.11$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_S^{min} \geq 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(2.11 \text{ cm}^2 ; 1,30 \text{ cm}^2) \quad A = 2.11 \text{ cm}^2$$

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

- **Sur appuie** :  $M_{max} = 16.99 \text{ kn.m}$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ avec } b = 0.6 ; h_0 = 0.04 \quad h = 0.2 \quad d = 0.9h = 0.18 \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0.6 \cdot 0.04 \cdot 14.2 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.054528 \text{ MPa} = 54.53 \text{ kn.m}$$

$M_{max} \leq M_t$ , l'axe neutre se trouve dans la table donc le calcul du ferrailage se fait une section rectangulaire ( $b \cdot h$ )

$$uu = \frac{M_{max}}{bd^2} = \frac{16.99}{0.6 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2} = 0.0498 \quad a = 0.0632 \quad Z = 0.1947 \quad A_{st} = 2.51$$

- Condition de non fragilité :  $A_S^{min} \geq 0.23b.d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2$

$$A = \max(2.51 \text{ cm}^2; 1.30 \text{ cm}^2) \quad A = 2.51 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  $A_{st} = 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$

Poutrelles	Arm long (cm <sup>2</sup> )				Ferrailage		TS
	Ast calculée (cm <sup>2</sup> )		Ast choisie		Travée	Appui	
	Travée	Appui	Travée	Appui			
Etage courant	2,49	3.03	3,08	3.08	2T14	2T14	TS $\phi 6$
terrasse	2,11	2.51	2.26	3.08	2T12	2T14	

**Tableau.III.8 : ferrailage des poutrelles**

✓ ELS : étage courant : En travée :  $M_{ser} : 12.04 \text{ kn.m}$

$$\text{Position de l'axe neutre : } \frac{by^2}{2} + \eta A'(y-c') - \eta A(d-y) = 0$$

$$b = 60 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ; A = 3.08 \text{ cm}^2 ; d = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{60y^2}{2} - 15 \times 3.08 \times (18-y) = 0$$

$$30y^2 + 46.2y - 831.6 = 0$$

$$Y = 4.71 \text{ cm}$$

$Y = 4.71 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

$$\text{Moment d'inertie : } I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A'(y-c') + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = \frac{60}{3} (4.71)^3 + 15 \times 3.03 \times (18-4.71)^2 \quad I_G = 10117.31 \text{ cm}^4$$

**d) Calcule des contraintes :****e) Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{12.02 \times 4.71 \times 10^3}{10117.31} = 5,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots (\text{Condition et Vérifier}).$$

**f) Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}(d-y)}{I} = 15 \frac{12.04(18-4.71) \times 10^3}{10117.31} = 237.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 237.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \dots (\text{CV})$$

Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

**g) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{0,02859}{0,10 \times 0,18} = 1,59 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

**h) Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min (\phi_l ; h / 35 ; b_0 / 10) = \min (1,4 ; 20 / 35 ; 10 / 10) \quad \phi_t \leq 0,57 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = \phi_6 \quad 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$ .

**i) Calcul de l'espacement :**

D'après le R.P.A 99 :

**- Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h / 4 ; 12\phi_l \text{ min} ; 30 \text{ cm}) = \min (20 / 4 ; 12 \times 1,4 ; 30)$$

→ On prend :  $S_t = 5 \text{ cm}$

**- Zone courante :**

$$St \leq h/2 = 20/2 = 10 \text{ cm}$$

→ On prend :  $St = 10 \text{ cm}$

**e) Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot St} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \rightarrow 4,56 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifier})$$

**f) Vérification de la flèche :**

• **Calcul de  $f$  :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times A_{st} \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,60 \times 0,20^3}{12} + 15 \times 3,08 \times 10^{-4} \left( \frac{0,20}{2} - 0,020 \right)^2$$

$$I_0 = 4,29 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rightarrow \lambda i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\varphi \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{avec : } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{3,08 \times 10^{-4}}{0,10 \times 0,18} \rightarrow \varphi = 0,017$$

$$\text{Donc } \lambda i = 29,41$$

$$\rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,017 \times 348 + 2,1}$$

$$\mu = 0,85$$

$$\rightarrow I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu} = \frac{1,1 \times 4,29 \times 10^{-4}}{1 + 29,41 \times 0,85}$$

$$I_{fi} = 1,81 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\rightarrow \frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{12,04 \times 10^{-3}}{32164,195 \times 1,81 \times 10^{-5}} = 0,021 \text{ m}^{-1}$$

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,90 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{La flèche : } f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{4,5^2}{10} \times 0,021 = 0,043$$

$$\rightarrow f_{admissible} \leq f \quad \text{Avec } f_{admissible} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$$

$$L = 4,5 \text{ m} \rightarrow f_{admissible} = 0,95 \text{ m}$$

$$f = 0,043 < f_{adm} = 0,95 \text{ m} \dots (\text{CV}).$$

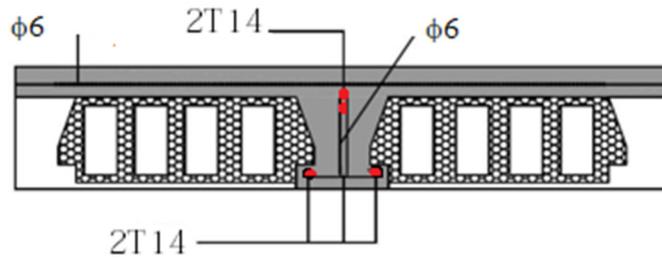


Figure.III.20 : Schéma de poutrelle étage courant

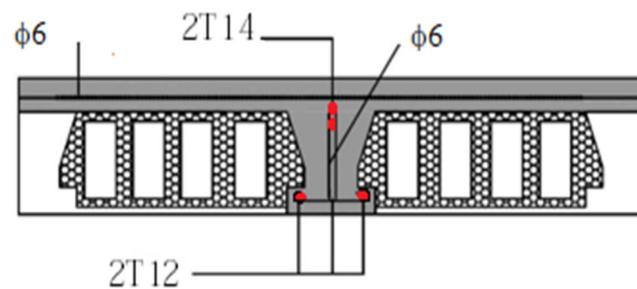


figure.III.21 Schéma de poutrelle terrass

### III.4.2 : Etude du plancher dalle pleine :

#### a) Les charges dues au plancher :

Le calcul se fait par une bande de 1 ml.

- $G = 6.51 \text{ kN/m1}$
- $Q = 2,50 \text{ kN/m1 ml}$

#### b) Les combinaisons d'action :

- • **ELU** :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 12.54 \text{ kN/ml}$
- • **ELS** :  $q_s = G + Q = 9.01 \text{ kN/ml}$

#### Dalle portant dans 4 Sens :

$$0,4 < \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow 0,4 < \frac{4,5}{5,7} \leq 1 \rightarrow 0,4 < 0,78 \leq 1 \dots\dots \text{C.V}$$

$\rho = 0,79 \rightarrow$  trouver  $\mu_x$  et  $\mu_y$  par l'interpolation linéaire suivante

$$E.L.U : \begin{cases} V=0 \\ \rho = 0,79 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,062 \\ \mu_y = 0,7022 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x * q^u * l_x^2 = 0,062 * 12,54 * 4,5^2 = 15,74 \text{ kn.m} \\ M_y^u = \mu_y * M_x^u = 0,7022 * 15,74 = 11,05 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$E.L.S : \begin{cases} V=0,2 \\ \rho = 0,79 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,062 \\ \mu_y = 0,7022 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^s = \mu_x * q^s * l_x^2 = 0,062 * 9,01 * 4,5^2 = 11,31 \text{ kn.m} \\ M_y^s = \mu_y * M_x^s = 0,7022 * 15,74 = 7,94 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Tableau III. 9 : Récapitulatif des moments.

	Appuie				Travée		
	- 0,3Mx	- 0,5Mx	- 0,3My	- 0,5My	0,85Mx	0,85My	
ELU	-4.72	-7.87	-3.315	-5.525	13.38	9.39	KN.m
ELS	-3.39	-5.655	-2.38	-3.97	9.61	6.75	KN.m

**Calcul du ferrailage :**

Calcul en l'E.L.U :

En travée :

Sens X-X : 0,85 Mx = 13.38 KN.m

$$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b d^2} = \frac{13,38 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,135)^2} = 0,052$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\ &= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,096}) = 0,067 \end{aligned}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,1253 = 0,973$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st} \beta d} = \frac{13,38 \times 10}{348 \times 0,973 \times 0,135} = 2,92 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1,63 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales (min RPA) [A.10.1.2.] :

$$A_{min} = 0,1\% (b \times h) = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A = \max (2,92 \text{ cm} ; 1,63 \text{ cm} ; 1,5 \text{ cm}) \Rightarrow A = 2,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$2T14 \rightarrow A = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 25 \text{ cm}$$

Sens Y-Y : 0,85 My = 9.39 KN.m

$$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b d^2} = \frac{9,39 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,135)^2} = 0,036$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0458$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,982$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st} \beta d} = \frac{9,39 \times 10}{348 \times 0,982 \times 0,135} = 2,03 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = \max(2,03 ; 1,63 ; 1,5) \Rightarrow A = 2,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$2T14 \rightarrow A = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 25 \text{ cm}$$

❖ **En appuis :**

Puisque les moments en appuis est petite dans les deux sens, on travaille par le maximum.

$$-0,5 M_x = -7,87 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b d^2} = \frac{7,87 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,135)^2} = 0,030$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0383$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,072 = 0,984$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st} \beta d} = \frac{7,87 \cdot 10}{348 \cdot 0,9712 \cdot 0,135} = 1,7 \text{ cm}^2$$

**Choix :**  $A = \max(1,7; 1,63 ; 1,5) \Rightarrow A = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$2T14 \rightarrow A = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 25 \text{ cm}$$

**Vérification à l'E.L.S :**

❖ **En travée :**  $0,85 M_x = 9,61 \text{ KN.m}$

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 0,11 ; \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{13,38}{9,61} = 1,39 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,11 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

❖ **En appuis :**  $-0,5 M_x = -5,655 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{7,87}{5,655} = 1,39 \rightarrow \alpha = 0,08 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ .

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Distributions constructives :**

-L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\rightarrow St = \min(30 \text{ cm}, 1,5a = 22,5 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 22,5 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

-L'espacement à l'extrémité est (St/2) le long d'une longueur égale à (L/10).

→ On prend : St = 10 cm en zone nodale.

-Les longueurs de recouvrement pour zone II :  $40\phi = (T14 = 56 \text{ cm} ; T14 = 56 \text{ cm})$ .

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_{u\max} = \frac{qu \cdot Lx \cdot Ly}{(2 \cdot Ly) + Lx} = \frac{12,54 \cdot 4,5 \cdot 5,7}{(2 \cdot 5,7) + 4,5} = 20,229 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{(100(ed - C))} = \frac{20229}{(100(0,15 - 2))} = 0,109 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 * f_{c28}}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,109 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots (\text{CV})$$

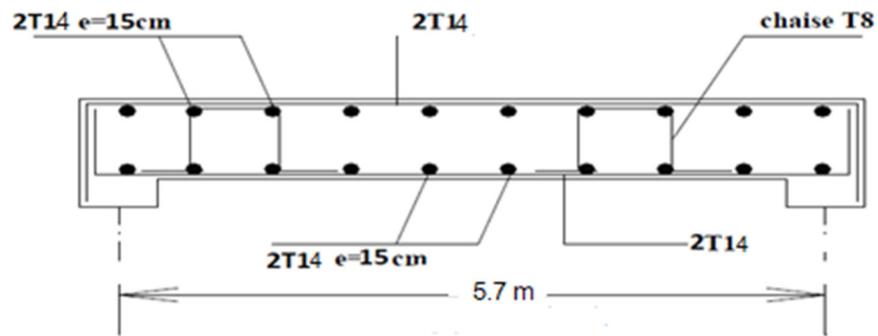


Figure.III.22 : Ferrailage de la dalle plein : Coupe A-A

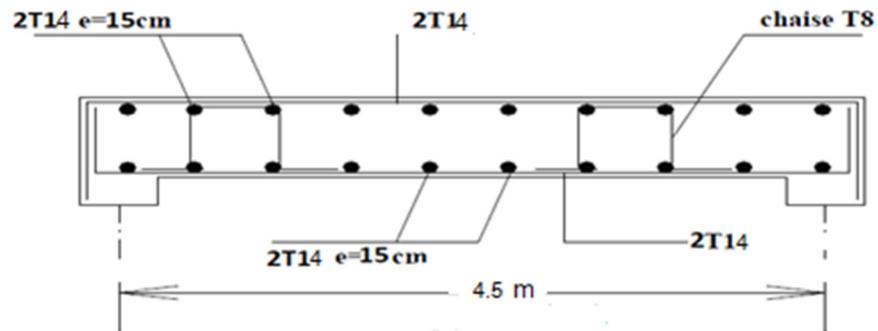


Figure.III.23 : Ferrailage de la dalle plein : Coupe B-B

# Chapitre IV

## *Étude sismique*

a) *INTRODUCTION :*

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale.

Personne n'ignore que les séismes sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention contre les risques sismiques, consiste tout d'abord à construire des structures parasismiques, avec l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction. La conception parasismique a comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience, accompagné d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la Structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face a un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un Séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus a des déformations Imposées par un séisme modéré.

**b) L'objectif de l'étude dynamique :**

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

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

**c) Méthode de calculs :**

Selon RPA le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes

- - par la méthode statique équivalente
- - par la méthode d'analyse modale spectrale

**d) Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes:

**Zone I :** \* tous groupes

**Zone II :** \* groupe d'usage 3

\* groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

\* groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

\* groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone III :** \* groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

\* groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

\* groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

**e) Méthodes dynamiques**

a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**• Classification de site :**

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site meuble (catégorie 3). Il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec  $V_s \geq 200$  m/s à partir de 10m de profondeur.

- **Combinaison d'action :**

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

- ELU :  $1,35G+1,5Q$

- ELS :  $G+Q$

- ELA :  $G+Q \pm 1,2 E$

- ELA :  $G+Q \pm E$

- ELA :  $0,8G+E$

- **Vérification des conditions d'application :**

- **Détermination des coefficients :**

La formule de la force sismique totale à la base est donnée par le **RPA99** :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.

- D : facteur d'amplification dynamique moyen.

- Q : facteur de qualité.

- R : coefficient de comportement.

- W : poids total de la structure ( $W = G + \gamma Q$ )

$\gamma$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau 4-5 du RPA99, dans notre cas  $\gamma = 0.2$  (bâtiment d'habitation)

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{groupes d'usage 2} \\ \text{zone IIA} \end{array} \right. \rightarrow A = 0.15 \text{ tableau (4-1) RPA99}$$

- **Coefficient de comportement (R) :**

La valeur de R est donnée par (Tableau (4-3) RPA99V2003) en fonction du système de

Contreventement ; Notre structure a un système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction, ce qui implique selon le R.P.A 99/V.2003 que le coefficient de comportement sera :  $R=5$

- **facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5n & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5n \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5n \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 S \end{cases} \quad \text{avec :}$$

➤  $T_2$  période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement = 5%  
 $T_2 = 0.5$  s

➤  $n$ : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

où  $\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (tableau 4.2)  $\xi = 7$ .

donc on a :  $\eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} \quad \eta = 0.8819 > 0.7$

➤  $T = CT \eta n^{3/4} \quad T = 0.05 * 36.72^{3/4} \quad T = 1.3$  S

avec : CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

$$CT = 0.05$$

➤ Dans notre cas on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 \eta n / \sqrt{D} \begin{cases} T_x = \frac{0.09 * 35.7}{\sqrt{22}} = 0.68 \quad dx = 22 \\ T_y = \frac{0.09 * 35.7}{\sqrt{22.75}} = 0.67 \quad dy = 22.75 \end{cases}$$

$$T' = \min(T_{rpa} ; T_x ; T_y) = 0.67 \text{ s}$$

Avec  $dx$  et  $dy$  : où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement.

$$\text{donc } D_x = 2.5n \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (T_2 = 0.5s \leq T = 0.68s \leq 3.0 S) \quad D = 2.5 * 0.8819 * \left( \frac{0.5}{0.68} \right)^{\frac{2}{3}} \quad D = 1.79$$

$$D_y = 2.5n \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (T_2 = 0.5s \leq T = 0.67s \leq 3.0 S) \quad D = 2.5 * 0.8819 * \left( \frac{0.5}{0.67} \right)^{\frac{2}{3}} \quad D = 1.85$$

- **Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_{qi}$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

- Conditions minimales sur les files de contreventement

✓ système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- ✓ Sens transversale : (5 travées)

$$320/350 = 0.9 < 1.5$$

$$350/550 = 0.6 < 1.5$$

$$550/445 = 1.2 < 1.5$$

critère observée  $p_q = 0$

$$445/570 = 0.78 < 1.5$$

- ✓ Sens longitudinale : (6 travées)

$$330/340 = 0.97 < 1.5$$

$$340/390 = 0.87 < 1.5$$

$$390/450 = 0.87 < 1.5$$

critère observée  $p_q = 0$

$$450/340 = 1.32 < 1.5$$

$$340/310 = 1.09 < 1.5$$

- ✓ système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins

un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité..

$$3.78/5.7=0.66 < 0.67$$

critère observée pq=0

$$3.78/4.5=0.84 > 0.67$$

critère non observée pq=0.05

Donc pq = 0.05

- Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- ✓ Sens longitudinal : (7 files)

$$L_{max}/L_{min}=450/310=1.45 < 1.5$$

- ✓ Sens transversale :

$$L_{max}/L_{min}=570/320=1.78 > 1.5$$

Pq = 0.05 n'est pas observée.

- Régularité en plan :

La structure est classée régulière en plan si :

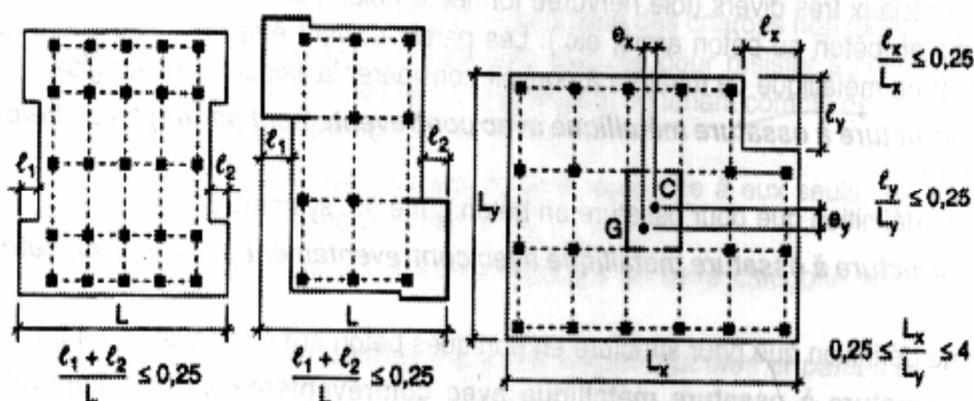


Figure. IV.1 : Limites des décrochements en plan

✓  $0.25 \leq L_x/L_y = 2275/2200 = 1.03 \leq 4$

pd = 0

✓  $l_x/L_x \leq 0.25$   $0.49 > 0.25$

pq = 0.05

pq = 0.05 n'est pas observée.

- Régularité en élévation :

La structure est classée régulière en élévation si :

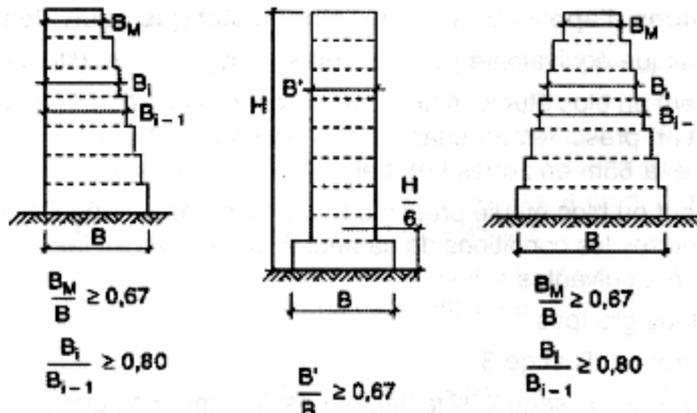


Figure. IV.2 : Limites des décrochements en élévation

$\frac{450}{2200} = 0.2 < 0.67$

pq = 0 critère observée.

- Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

Pq = 0.05

- Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

pq = 0.01

valeurs des pénalités Pq :

Critère q »	Pq	
	xx	yy
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

Tableau IV.1.: valeurs des pénalités Pq

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 Pqi \rightarrow Qx = 1.25$$

$$Qy = 1.3$$

- *Méthode d'analyse spectrale modale :*
- ✓ *Spectre de réponse*

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99V2003)

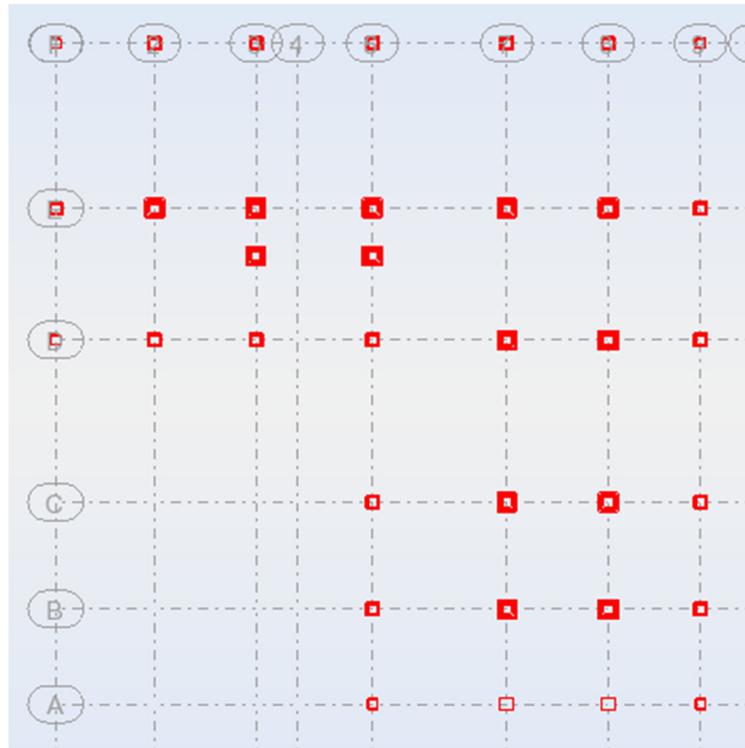
$$(Sa / g) = \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \left( \frac{T}{T1} \right) \left( 2.5n \left( \frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T1 \\ 2.5n(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T1 \leq T \leq T2 \\ 2.5n(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T2}{T} \right)^{2/3} & T2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5n(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

AVEC :

- ✓ T : Période fondamentale de la structure
- ✓ T1, T2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie de site (S3)
- ✓ Sa : Accélération spectrale
- ✓ g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s2

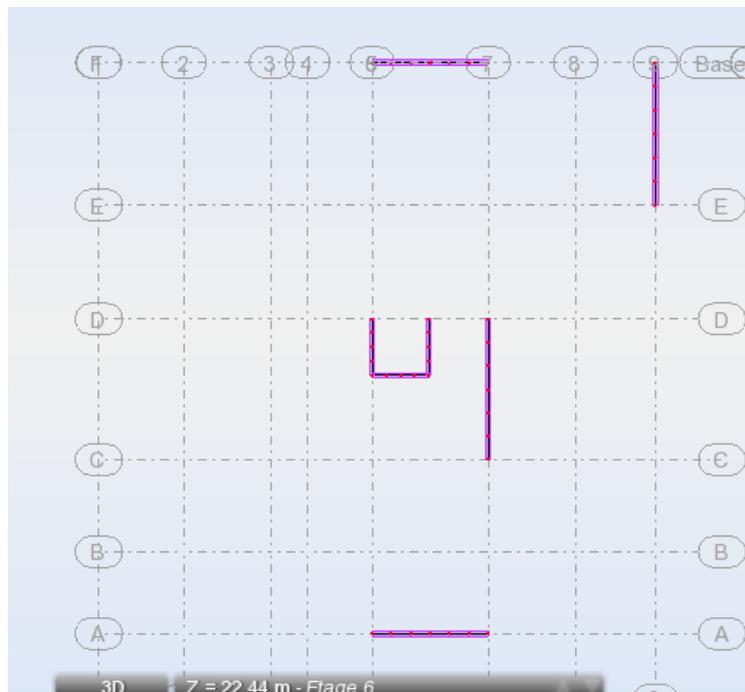
- **Disposition des voiles :**

- ✓ **Structure son voile :**  
 **$T=1.89$**



**Figure.IV.3 : structure sans voile**

- ✓ **Disposition 2 :  $t=0.96$**



**Figure .IV.4 : disposition des voiles n°2**

- ✓ Disposition n°3 :  $T=1.29$  s

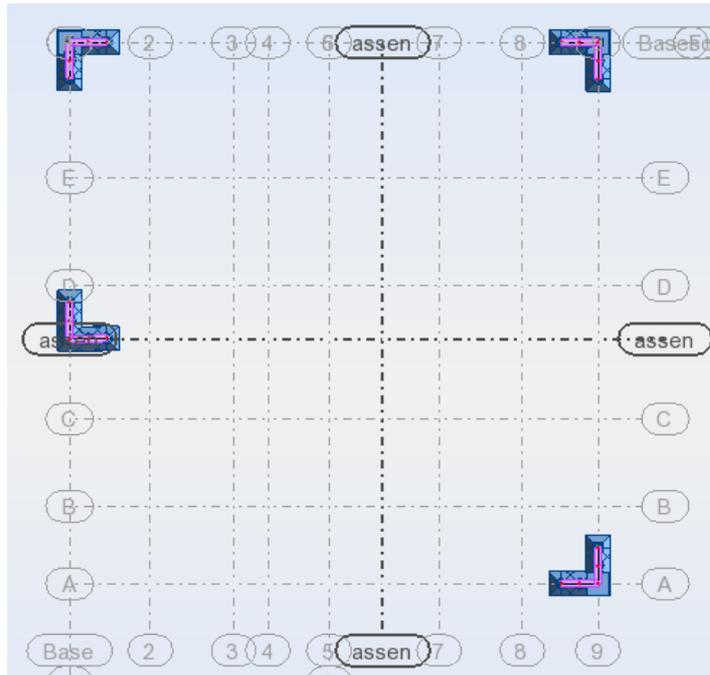


Figure.IV.5 :disposition des n°3

- ✓ Disposition n°4 :  $T=0.7$

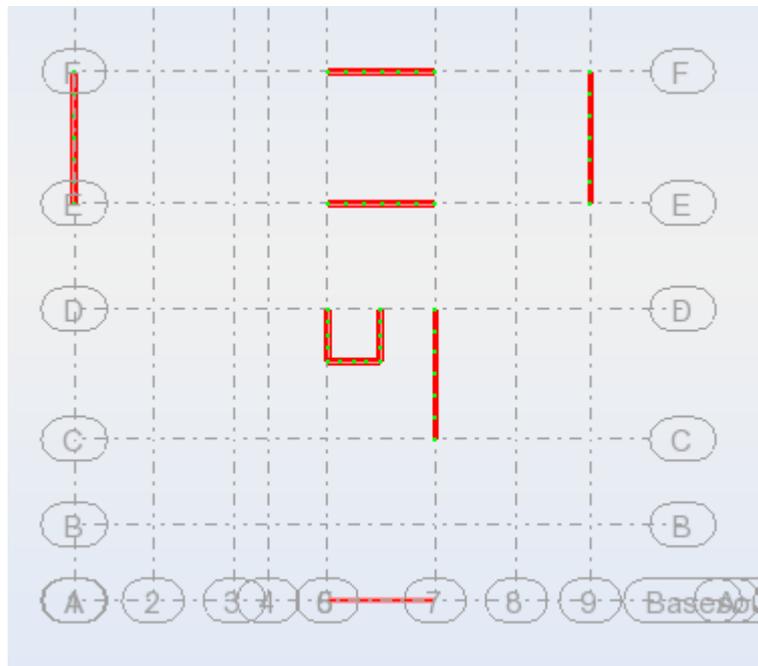


Figure.IV.6 :disposition des voiles n°4

**Période fondamentale de la structure --->  $T'=0.67$  s**

D'après le RPA99/v2003 (formule 4.9) la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimé à partir des formules empiriques.

$$T = 0,67 \times 1,3 = 0.87 \text{ s}$$

0.87 s > T mode 4 = 0.7 s                      Donc : la condition est vérifiée

➤ **Participation massique :**

D’après le RPa , il faut que la somme de la masse modale effective, atteigne 90% de mase totale de la structure suivant les deux directions ;utilisant le robot on va déterminer la participation massique de chaque mode .

▪ **Caractéristiques géométriques et massique de la structure**

Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1,43	0,7	69,61	0,23	0	69,61	0,23	0
1,74	0,58	69,87	67,91	0	0,25	67,68	0
1,88	0,53	69,91	68,41	0	0,04	0,49	0
5,68	0,18	76,54	68,41	0	6,64	0	0
6,38	0,16	76,54	70,81	0	0	2,4	0
6,52	0,15	86,36	70,82	0	9,81	0,01	0
8,06	0,12	86,37	84,69	0	0,01	13,87	0
8,86	0,11	86,37	84,88	0	0	0,2	0
11,1	0,09	86,37	84,88	0	0	0	0
14,58	0,07	92,61	84,88	0	6,24	0	0
18,64	0,05	92,71	85,09	0	0,1	0,2	0
18,66	0,05	92,71	91,31	0	0	6,22	0

Tableau.IV.2 : récapitulatif des différents modes obtenus

➤ **Centre de masse :**

Le centre de masse est le point de l’application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme)

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- $M_i$  : la masse de l’élément i,

- $X_i, Y_i$  : coordonnées du CDG de l'élément  $i$  par rapport au repère global.

➤ **Centre de rigidité (torsion) :**

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

**Note :**

Lorsque le centre de masse et de rigidité sont confondus .les efforts extérieures ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsque il y a une excentricité entre elles il y a des mouvements de translations et rotations.

- **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} ex0 = |XG - XR| \\ ey0 = |YG - YR| \end{cases}$$

Tableau.VI.3 : caractéristique géométrique

Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
soussol	728740,16	13,05 12,27 -0,73	20,09 6,74 -1,71	7,04	5,53
RDC	667459,67	12,80 13,38 3,57	12,19 18,74 3,11	0,62	5,36
Etage 1	302515,34	12,61 13,47 6,53	12,18 12,91 6,35	0,43	0,56
Etage 2	495047,28	12,74 13,36 9,85	12,18 12,92 9,44	0,56	0,45
Etage 3	489823,31	12,74 13,37 12,92	12,18 12,92 12,51	0,56	0,46
Etage 4	485517,83	12,74 13,37 15,99	12,18 12,92 15,59	0,56	0,45
Etage 5	476562,45	12,73 13,39 19,08	12,18 12,92 18,69	0,56	0,47
Etage 6	471077,13	12,75 13,40 22,15	12,18 12,92 21,77	0,57	0,48
Etage 7	462032,09	12,75 13,39 25,23	12,18 12,92 24,86	0,58	0,47
Etage 8	469926,84	12,73 13,40 28,30	12,18 12,92 27,92	0,55	0,47
Etage 9	27091,47	12,85 9,55 31,46	12,85 9,55 31,26	0	0
La somme	5075793,57				

- **Excentricité accidentel :**

$ex=5\% Lmax =1.18$

- $e cal=\max (eth ; eacc) \rightarrow ecal= 1.18 m$

d'après le RPa l'excentricité calculer ne doit pas dépasser 15% de la distance perpendiculaire a la force de séisme

- ✓ la force xx :  $15\% * 23.75 = 3.56 > 1.18$  cv
- ✓ la force yy :  $15\% * 22.00 = 3.30 > 1.18$  cv
- ✓ **répartition de la force sismique :**

$$v = \sum F_i + F_t \quad F_t = \begin{cases} 0.07 T & \text{Si } T > 0.07s \\ 0 & \text{Si } T < 0.7 s \end{cases}$$

$$\text{donc } \begin{cases} T_x = 0.68 < 0.7 s \\ T_y = 0.65 < 0.7 s \end{cases} \quad F_t = 0$$

- Détermination de l'effort tranchant :

$$V_{X\text{théorique}} = \left( \frac{0,15 \times 1,79 \times 1,25}{5} \times 5075,79357 \right) = 340.71 \text{ tf}$$

$$V_{Y\text{théorique}} = \frac{0,15 \times 1,85 \times 1,3}{5} \times 5075,79357 = 366.28$$

**TABLEAU.VI.4 : Comparaison entre l'effort dynamique et statique**

L'effort tranchant a la base	V dynamique (t)		V statique (t)	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	284.98	306.75	340.71	366.28

- ✓ Selon l'article 4.3.6 du RPA99/v2003 :

Selon l'axe X :

$$V_{\text{dynamique}} = 284.98 \text{ tf} > 80 \% V_{\text{statique}} = 0,8 \times 116.59 = 272.57 \text{ tf}$$

Selon l'axe Y :

$$V_{\text{dynamique}} = 306.75 \text{ tf} > 80 \% V_{\text{statique}} = 0,8 \times 125.32 = 292.97 \text{ tf}$$

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

$$V_{\text{dynamique}} > 80 \% V_{\text{statique}} \quad \text{conditions est vérifiée.}$$

- ✓ Détermination de la force sismique de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 du RPA99V2003) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

Avec  $F_t$  est la force concentrée au sommet de la structure  $\rightarrow F_{t,x,y} = 0$

- ✓ Déplacement maximum absolu de chaque niveau :

Le déplacement horizontal a chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{Formule 4. -19 de l'article 4.43 du RPA99/v2003}$$

R : Coefficient de comportement

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

**Le déplacement relatif** au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- ✓ Vérification des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Les résultats ont été extraient du logiciel robot Autodesk 2017 et sont donnés dans le tableau suivant :

Étage	Ux	1%he	Vérification	Uy	1%he	Vérification
S/sol 1	0,00	<b>0,0408</b>	<b>CV</b>	0,00	<b>0,0408</b>	<b>CV</b>
RDC	0,01	<b>0,0408</b>	<b>CV</b>	0,00	<b>0,0408</b>	<b>CV</b>
1	0,00	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>	0,00	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>
2	0,01	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>	0,01	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>
3	0,01	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>	0,01	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>
4	0,01	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>	0,01	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>
5	0,01	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>	0,01	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>
6	0,01	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>	0,01	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>
7	0,01	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>	0,01	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>
8	0,02	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>	0,01	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>
terasse	0,00	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>	0,00	<b>0,0306</b>	<b>CV</b>

**Tableau.IV.5 : vérification des déformations**

✓ **Vérification au renversement :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol – fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Méthode de calcul :

$$\Sigma W_k \cdot b_i \geq \Sigma F_k \cdot h_k$$

Avec :

- ✓  $W_k$  : Le poids calculé à chaque niveau (k)  $W_k = W_{kg} + 0,2W_{kg}$

$W_{kg}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$W_{kq}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

- ✓  $b_i$  : Centre de gravité de la structure  $b_i = X_G + 1m$ .
- ✓  $F_k$  : la somme des forces sismiques à chaque étage k.
- ✓  $h_k$  : La hauteur de l'étage k.

**Sens X-X :**

étage	Fk (KN)	hk(m)	Wk Masse [kg]	bi(m)	wkhk	fkhk	wkbi
<b>Sous-sol</b>	9,32	4,08	728740,16	13,05	2973259,853	38,02024041	9510059,088
<b>RDC</b>	17,07	8,16	667459,67	12,8	5446470,907	139,2923212	8543483,776
<b>1</b>	10,64	11,22	302515,34	12,61	3394222,115	119,3589376	3814718,437
<b>2</b>	22,16	14,28	495047,28	12,74	7069275,158	316,3915837	6306902,347
<b>3</b>	26,62	17,34	489823,31	12,74	8493536,195	461,5932653	6240348,969
<b>4</b>	31,04	20,4	485517,83	12,74	9904563,732	633,2677143	6185497,154
<b>5</b>	35,04	23,46	476562,45	12,73	11180155,08	822,048922	6066639,989
<b>6</b>	39,16	26,52	471077,13	12,75	12492965,49	1038,390936	6006233,408
<b>7</b>	42,83	29,58	462032,09	12,75	13666909,22	1267,039949	5890909,148
<b>8</b>	48,07	32,64	469926,84	12,75	15338412,06	1569,106349	5991567,21
<b>9</b>	3,03	35,7	27091,47	12,85	967165,479	108,2158392	348125,3895
somme	288,011256				90926935,28	6512,726058	64904484,92

TABLEAU.IV.6 : Vérification au renversement (X-X)

$$\Sigma W_k \cdot b_i = 64904484,92 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma F_k \cdot h_k = 6512,726 \text{ tf.m}$$

$\Sigma W_k \cdot b_i > \Sigma F_k \cdot h_k \rightarrow$  condition condition vérifiée

**Sens Y-Y :**

étage	Fk (KN)	hk(m)	Wk Masse [kg]	bi(m)	wkhk	fkhk	wkbi
<b>Sous-sol</b>	10,02	4,08	728740,16	12,27	2973260	40,86195	8941642
<b>RDC</b>	18,35	8,16	667459,67	13,38	5446471	149,7033	8930610
<b>1</b>	11,43	11,22	302515,34	13,47	3394222	128,2801	4074882
<b>2</b>	23,81	14,28	495047,28	13,36	7069275	340,0394	6613832
<b>3</b>	28,61	17,34	489823,31	13,37	8493536	496,0937	6548938
<b>4</b>	33,36	20,4	485517,83	13,37	9904564	680,5995	6491373
<b>5</b>	37,66	23,46	476562,45	13,39	11180155	883,4906	6381171
<b>6</b>	42,08	26,52	471077,13	13,4	12492965	1116,002	6312434
<b>7</b>	46,04	29,58	462032,09	13,39	13666909	1361,741	6186610
<b>8</b>	51,67	32,64	469926,84	13,4	15338412	1686,385	6297020
<b>9</b>	3,26	35,7	27091,47	9,55	967165,5	116,3041	258723,5
somme					90926935	6999,501	67037234

**TABLEAU.IV.7 : Vérification au renversement (Y-Y)**

$$\Sigma Wk.bi = 67037234 \text{ tf.m}$$

$$\Sigma Fk.hk = 6999,501 \text{ tf.m}$$

$$\Sigma Wk.bi > \Sigma Fk.hk \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

# CHAPITRE V

*Etude des éléments principaux*

**a) Introduction**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

- a-  $1.35 G + 1.5 Q$  ELU
- $G + Q$  ELS
- b-  $G + Q \pm E$  RPA 99 Version 2003
- $0.8 G \pm E$  RPA 99 Version 2003

**b) Recommandation du RPA version 2003**

• **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section :

Poutres principales :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires :  $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

Poutres principales :  $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire :  $A_{max} = 30 \text{ cm}^2$

⇒ En zone de recouvrement :

Poutre principale :  $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire :  $A_{max} = 45 \text{ cm}^2$

La longueur de recouvrement est de :  $40 \Phi$  (zone II a)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

• **Armatures transversales**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

$\Phi_t$  : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

**c) Etape de calcul des armatures longitudinales**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Pour les FeE400

Si  $\mu_b < \mu \Rightarrow$  Section simplement armée

Si  $\mu_b > \mu \Rightarrow$  section doublement armée

- Section sans armatures comprimées ( $A'_s = 0$ ) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu = 0.186 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{0.93 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Si } 0.186 \leq \mu_b \leq \mu = 0.392 \Rightarrow A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

- Section avec armatures comprimées ( $A'_s \neq 0$ ) :

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

$$\text{On prend } \mu_b = \mu_1 \Rightarrow A'_s = \frac{M_u - 0.392 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}{348 \cdot (d - d')}$$

$$\Rightarrow A_s = A'_s - \frac{b \cdot d \cdot f_{bc}}{651}$$

$A_s$  : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : La section supérieur la plus comprimée.

- **La condition de non fragilité :**

Ferraillage minimal d'après C.B.A (**Condition de non fragilité**) :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- ❖ Pour les poutres principales (40×30) cm<sup>2</sup> → Amin = 1,30 cm<sup>2</sup>
- ❖ Pour les poutres secondaires (30×25) cm<sup>2</sup> → Amin = 0.82 cm<sup>2</sup>

### Vérification à l'ELS

#### État limite de compression du béton

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A}$$

$$\Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \cdot A_{adp}}{b \cdot d} \Rightarrow \beta \text{ et } K$$

#### État limite d'ouvertures des fissures

La fissuration étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

**État limite de déformation du béton**

Il n'est nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites :

$$-\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$-\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$-\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_c}$$

Avec :

L : portée de la travée entre nus d'appuis

M<sub>t</sub> : Moment fléchissant maximal en travée

M<sub>0</sub> : Moment statique

A : Section d'armatures tendue

**Exemple d'application de ferrailage :**

Les résultats suivants ont été extraits du logiciel robot Autodesk version 2015 :

- Poutre principale (b×h) = (30×40) cm<sup>2</sup> ; L= 5.7 m.
- M<sub>max</sub> (en appui) = 125.94 KN.m
- M<sub>max</sub> (en travée) = 76.22 KN.m
- V<sub>u</sub><sup>max</sup> = 128.19 KN
- M<sub>ser</sub> = 89.98 KN.m

**a. Ferrailage longitudinal :****❖ Ferrailage en travées :**

$$M_{ult-t} = 76.22 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_{ult-t}}{(b \times d^2 \times \sigma_{bc})} = 0,138 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

❖ Il n'est donc pas nécessaire de mettre des armatures comprimées, on se trouve dans le domaine 2, pivot A.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,185$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 33.23 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ult-t}}{Z \times \sigma_s} = 6,6 \text{ cm}^2$$

**b. Choix des armatures :**

$$3T20 \rightarrow A_s = 9.42 \text{ cm}^2$$

**❖ Ferrailage sur appui :**

$$M_{ult-a} = 125.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ult-a}}{(b \times d^2 \times \sigma_{bc})} = 0,228 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

❖ Il n'est donc pas nécessaire de mettre des armatures comprimées, on se trouve dans le domaine 2, pivot A.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,3269$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 31,1 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ult-a}}{Z \times \sigma_s} = 11,63 \text{ cm}^2$$

**c. Choix des armatures :**

$$3T20+3T16 \rightarrow A_s = 15,45 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification nécessaire pour les poutres :**

Vérification des sections minimales exigées par le RPA99/v2003 et C.B.A 93 calculées précédemment :

$$A_s \text{ (RPA99)} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (CBA 93)} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Donc les deux conditions sont vérifiées.

➤ **Contrainte tangente :**

$$V_u^{\max} = 128,19 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u}{bd} = 1,19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = 1,19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

*Disposition constructive selon C.B.A 93 (A.5.1.2.2) :*

✓ C.B.A 93 : Espacement :  $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$ .

$$\Rightarrow St \leq 32,4 \text{ cm.}$$

✓ En dehors de la zone nodale :  $s \leq h/2 = 20 \text{ cm}$

✓ RPA : dans la zone nodale et en travée seront comme suit :

$$St \leq \min(h/4, 12\phi)$$

- En zone nodale :  $St \leq \min(10 ; 19,2) \text{ cm} \rightarrow$  on prendra : 10 cm.
- En zone courante :  $St \leq \min(10 ; 24) \text{ cm} \rightarrow$  on prendra : 10 cm.

➤ **Calcul de la section minimale :**

$$\checkmark \text{ C.B.A. 93 : } \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4$$

$$A_t = \frac{0,4 \times 0,30 \times 0,1}{400} = 0,0003 \text{ m}^2 = 0,3 \text{ cm}^2$$

✓ **RPA99/v2003 :** La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times St \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 0,1 \times 0,30 = 0,9 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\phi 8$

$$4 \phi 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2. \quad \text{Enrobage } c = 2 \text{ cm}$$

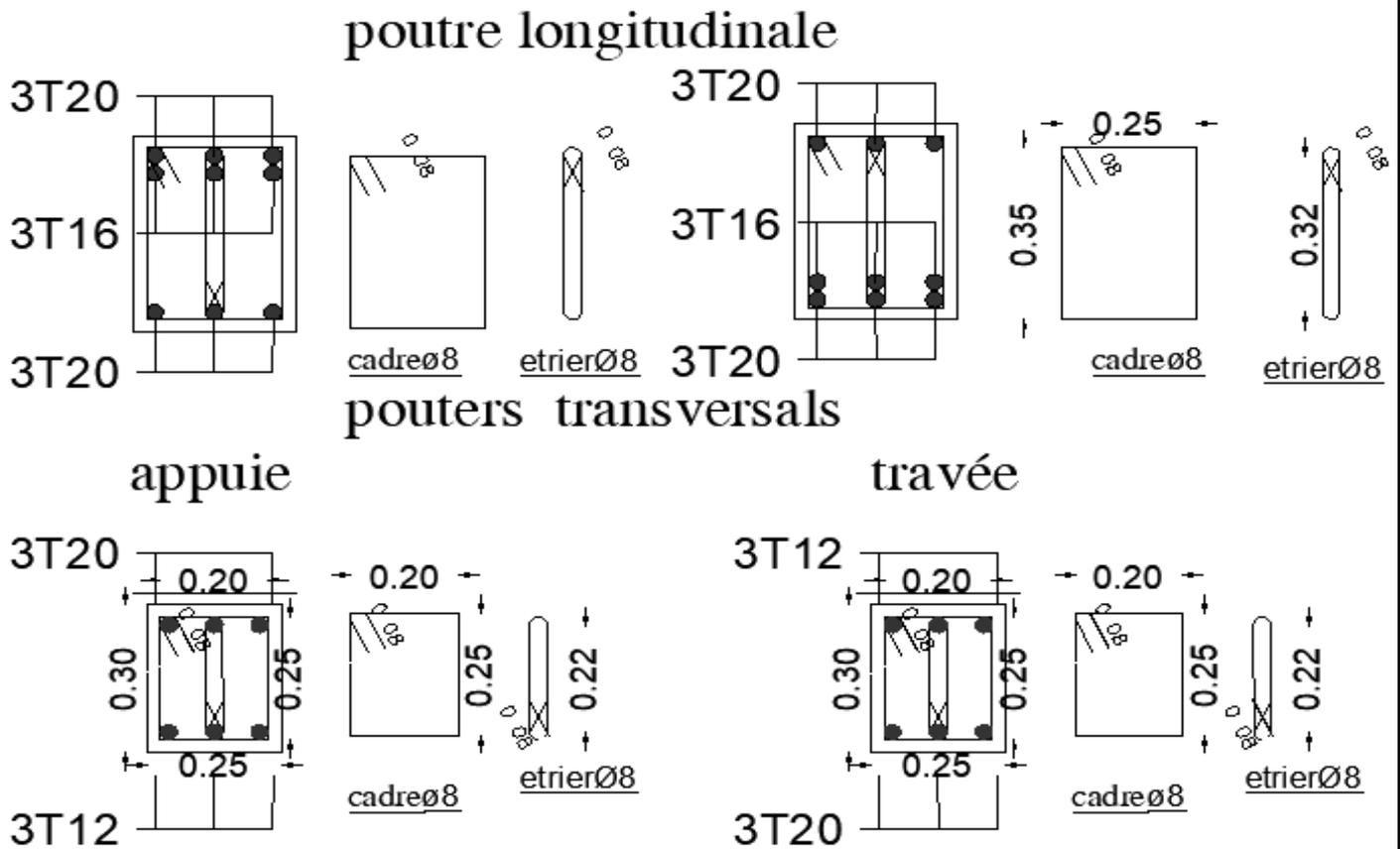


Figure.V.1 : disposition constructive des armatures des poutres longitudinales et transversales

**d. Vérification de la flèche :**

$F_{lim} = \frac{L}{500}$  Pour  $L \leq 5$  m

$F_{lim} = 0,005 + \frac{L}{500}$  Pour la portée qui est au plus égale à 5 m

1.  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$  .....  $\frac{h}{l} = \frac{40}{570} = 0,0702 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$  ... CV
2.  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$  .....  $\frac{h}{l} = 0,0702 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0,015$  ..... CV
3.  $\frac{A}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$  .....  $\frac{A}{b_0d} = 0,0087 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$  ..... CV

**Note :** la résulta des ferrailages sera résume dans le tableau suivant :

Section	Position	M (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Poutres principales P1	Travée	76.22	0,138	0,185	33.23	6,6	6	9,42	3T20
	Appui	125.94	0,228	0,3269	31.1	11.63	6	15.45	3T20+3T16
Poutres secondaires P2	Travée	15.33	0,059	0,0757	26.15	1.68	3.75	3.39	3T12
	Appui	59.72	0,23	0,3314	23.28	7.37	3.75	9.42	3T20

TABLEAU.V.1 : Calcul des sections d'armatures longitudinales.

**d) Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les résultats de la Vérification de la contrainte tangentielle sont représentés sur le tableau suivant

Section	$V_u^{max}$ (KN)	$\tau_u^{max}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u^{max} <$ $\bar{\tau}_u$
<b>Poutres principales P1</b>	128.19	1,19	3,33	Vérifiée
<b>Poutres secondaires P2</b>	42.98	0.64	3,33	Vérifiée

**Tableau V.2 :** vérification des contraintes tangentielle

**Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- ✓ Les contraintes sont calculées à l'ELS sous le moment  $M_{ser}$
- ✓ La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.
- ✓ La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

pour calculée la contrainte  $\sigma_{bc}$  de chaque poutre Il faut suivre les étapes suivantes :

- Calcul de la position de l'axe neutre :  $S = \frac{b}{2} y^2 + n A's (y-c') - nA_s (d-y) = 0$
- Calcul du moment d'inertie :  $I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$
- Où :  $A_s$  : section d'armatures tendue

$A's$  : section d'armatures comprimées

$n$  : 15 coefficient d'équivalence

- Calcul des contraintes :  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$

**Vérification des contraintes :**

**Compression du béton**

$\sigma_b \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les résultats des vérifications sont présentés dans les tableaux ci-après :

**Vérification des contraintes de compression du béton**

Section	Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Poutres principales</b>	Travée	54.44	9,42	14.30	95812.58	8.13	15	Vérifiée
	Appui	89.98	12.06	12.69	105746	6.54	15	Vérifiée
<b>Poutres secondaires</b>	Travée	16.24	3.39	8.64	22530.54	6.23	15	Vérifiée
	Appui	40.59	9.42	12,71	45978.89	11.22	15	Vérifiée

**Tableau V.3 :** Vérification des contraintes de compression du béton

**Dimensions à respecter par les poutres et poteaux selon L'article 7.5.1 du RPA99/v2003 :**

On prendra les dimensions les plus sollicitées (petits et grands) des poteaux suivant les dimensions de la poutre principales qui est la plus sollicitée.

a) Poteau = (65×65) cm<sup>2</sup>

$b_1 = 65 \text{ cm}$

$h_1 = 65 \text{ cm}$

$\frac{(65-40)}{2} = 12.5 \text{ cm}$

$12.5 \text{ cm} < \max\left(\frac{65}{2}; \frac{65}{2}\right) = 42,5 \text{ cm} \dots \text{CV}$

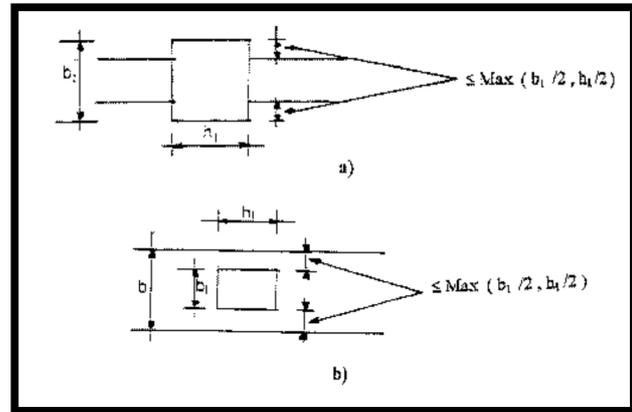
b) Poteau = (30×30) cm<sup>2</sup>

$b_1 = 30 \text{ cm}$

$h_1 = 30 \text{ cm}$

$\frac{(40-30)}{2} = 5 \text{ cm}$

$5 \text{ cm} < \max\left(\frac{30}{2}; \frac{30}{2}\right) = 15 \text{ cm} \dots \text{CV}$



**FIGURE.V.2 : Dimensions à respecter par les poutres.(RPa)**

**Etudes des poteaux :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

a- 1.35 G +1.5 Q                      ELU

G + Q                                      ELS

b- G + Q + 1.2 E                      RPA 2003

0.8 G + E                                RPA 2003

En procédant à des vérifications à l'ELS.

**Recommandation du RPA 2003 et CBA93 :**

a. **Ferraillage minimum d'après le CBA93 :**

Condition de non fragilité :  $A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

Poteau ( 65x65) Amin =4.59 cm<sup>2</sup>

Poteau ( 55x55) Amin =3.29cm<sup>2</sup>

Poteau ( 50x50) Amin =2.72 cm<sup>2</sup>

Poteau ( 45x45) Amin =2.2 cm<sup>2</sup>

Poteau ( 40x40) Amin =1.74 cm<sup>2</sup>

Poteau ( 35x35) Amin =1.33 cm<sup>2</sup>

Poteau ( 30x30) Amin =0.98 cm<sup>2</sup>

**Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x section du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau (65x65)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 65 \times 65 = 33.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (55x55)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x50)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (65x65)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 65 \times 65 = 169 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (55x55)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x50)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (65x65)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 65 \times 65 = 253.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (55x55)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x50)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x45)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

-Le diamètre minimal est de  $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal est de  $L_R = 40\Phi$  (zone IIa)

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$L = 25 \text{ cm}$  (zone IIa).

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

**Les armatures transversales :**

1) Les armatures transversales des sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_c}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

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

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$h$  : Hauteur totale de la section brute .

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Où exemple : } \lambda_g = 0.7 * 4.08 - 0.4 / 0.65 \rightarrow \lambda_g = 3.96 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

$l_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_1^{\min}, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min(15\Phi_1^{\min}) & \text{en zone courante} \end{cases} \quad \text{on prend } t=10 \text{ et } t'=15$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

2) La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

3) Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants

(  $\Phi > 12\text{mm}$  ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

4) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \Phi_{\min}$ .

### - Diamètre des aciers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67\text{mm}, \text{ soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

### Calcul de la longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de

- 40φ en zone I et IIa.
- 50φ en zone IIb et III.
- ✓ Φ = 1,2 cm →  $L_r = 1,2 \times 40 = 48$  cm, alors on adopte :  $L_r = 50$  cm
- ✓ Φ = 1,4 cm →  $L_r = 1,4 \times 40 = 56$  cm, alors on adopte :  $L_r = 60$  cm.
- ✓ Φ = 1,6 cm →  $L_r = 1,6 \times 40 = 64$  cm, alors on adopte :  $L_r = 70$  cm.
- ✓ Φ = 2,0 cm →  $L_r = 2,0 \times 40 = 80$  cm, alors on adopte :  $L_r = 80$  cm.

### 2-c) Calcul du ferrailage

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

- ◆  $N_{max} \rightarrow M_{cor} \rightarrow A_1$
  - ◆  $M_{max} \rightarrow N_{cor} \rightarrow A_2$
  - ◆  $N_{min} \rightarrow M_{cor} \rightarrow A_3$
- $A = \max(A_1, A_2, A_3)$

Etape de calcul en flexion simple :

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$  Alors la section est partiellement comprimée

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$  Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec :  $M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$  Moment fictif

► Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}}$$

Si  $\mu_b < \mu_r$  la section est simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_r$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_1$  et  $A_1'$

$$\mu_r = 0.392$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par :  $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$

► Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

► Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées .

$$A' = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

► Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Type Poteau (cm <sup>2</sup> )	Combinaisons et sollicitations							
	1 <sup>er</sup> cas : 1,35G+1,5Q			2 <sup>eme</sup> cas : G+Q±1,2E 0,8G±E		3 <sup>eme</sup> cas : G+Q±1,2E 0,8G±E		
	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>y cor</sub> (KN.m)	M <sub>z cor</sub> (KN.m)	N <sub>cor</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>y cor</sub> (KN.m)	M <sub>z cor</sub> (KN.m)
30×30	601.52	29.96	41.54	661.78	45.01	-225.74	-35.59	-41.12
35×35	703.34	25.30	38.75	1224.46	42.72	-352.09	-40.90	-45.48
40×40	957.37	30.39	57.94	777.62	64.96	-205.11	-49.41	-70.95
45×45	1344.93	32.86	49.10	1415.33	89.64	-511.64	-50.74	-55.32
50×50	890.85	20.40	56.09	828.84	79.40	254.41	-55.55	-87.20
55×55	1049.35	20.17	30.20	1380.15	66.15	-579.85	-53.47	-67.76
65×65	1530.43	48.20	56.18	2317.28	88.13	-951.58-	89.87	-86.50

Tableau.V.4 : Récapitulatif des sollicitations de la structure

e \ poteau	cas1	cas2	cas3	h/2--c	e>h/2-c	obS
30×30	0,069058	0,068014	0,157659	0,13	cnv	SEC
35×35	0,055094	0,034889	0,116163	0,155	cnv	SEC
40×40	0,06052	0,083537	0,240895	0,18	cnv	SEC
45×45	0,036507	0,063335	0,099171	0,205	cnv	SEC
50×50	0,062962	0,095797	0,218348	0,23	cnv	SEC
55×55	0,02878	0,04793	0,092214	0,255	cnv	SEC
65×65	0,036709	0,038032	0,090901	0,305	cnv	SEC

Tableau.V.5 : excentricité pour chaque cas de sollicitations de la structure

❖ Condition A

- $a = (0,337h - 0,81c')b \times h \times f_{bu}$

- $b = N_{\max}(d-c') - M_{ua}$  avec :  $M_{ua} = M_{cor} + N_{\max}\left(d - \frac{h}{2}\right)$
- $a > b \rightarrow$  Section partiellement comprimée

a	Mua			b			a>b					
	CAS1	CAS2	CAS3	CAS1	CAS2	CAS3	CAS1	OBS	CAS2	OBS	CAS3	OBS
0,108502	0,2038	0,223541	-0,09669	0,150176	-0,05666	-1,21747	cv	SPC	CV	SPC	CV	SPC
0,176994	0,260127	0,42825	-0,15198	0,207225	0,305687	-1,89891	cvn	SEC	CNV	SEC	CV	SPC
0,269459	0,402393	0,344703	-0,12345	0,325103	0,19406	-1,10617	cvn	SEC	CV	SPC	CV	SPC
0,389486	0,593572	0,662624	-0,25818	0,517204	0,35317	-2,75936	cvn	SEC	CV	SPC	CV	SPC
0,540665	0,456723	0,452128	-0,17028	0,382609	0,206758	-1,37204	cv	SPC	CV	SPC	CV	SPC
0,726584	0,549353	0,749049	-0,34077	0,497892	0,344288	-3,12718	cv	SPC	CV	SPC	CV	SPC
1,216999	0,951157	1,443414	-0,6435	0,863742	0,577877	-5,13187	cv	SPC	CV	SPC	CV	SPC

Tableau.V.6 : vérification de la contions A pour chaque cas

❖ condition B :

- $N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$

c			d			obs	
cas1	cas2	cas3	cas1	cas2	cas3		
-0,05342	-0,0581	0,040255	-0,0581	0,040255	0,16614	cnv	P,A,I
-0,05264	-0,06703	0,048117	-0,06703	0,048117	0,269623	cnv	P,A,I
-0,07689	-0,08031	0,053712	-0,08031	0,053712	0,40896	cnv	P,A,I
-0,07577	-0,11772	0,061198	-0,11772	0,061198	0,589478	cnv	P,A,I
-0,07366	-0,09573	0,060888	-0,09573	0,060888	0,8165	cnv	P,A,I
-0,05091	-0,09348	0,065342	-0,09348	0,065342	1,095353	cnv	P,A,I
-0,08646	-0,13415	0,105857	-0,13415	0,105857	1,829848	cnv	P,A,I

Tableau.V.7 : vérification de la contions B pour chaque cas

Note :(P.A.I : pas d'armatures inferieures)

Poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ROBOT</sub> (cm <sup>2</sup> )			Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversale		
		A1	A2	A3	Section (cm <sup>2</sup> )	Choix	t (cm)	t' (cm)	A <sub>t</sub>
30×30	7,2	1,25	1,38	-0,18	12,31	8T14	10	15	Ø8
35×35	9,8	1,64	3,10	-0,57	12,31	8T14	10	15	Ø8
40×40	12,8	2,26	1,68	0,01	16,09	8T16	10	15	Ø8
45×45	16,2	3,49	3,39	-1,06	25,13	8T20	10	15	Ø8
50×50	20	2,18	1,84	-0,16	25,13	8T20	10	15	Ø8
55×55	24,2	2,82	3,55	-1,26	37,70	12T20	10	15	Ø8
65×65	33,8	4,09	6,19	-2,31	37,70	12T20	10	15	Ø8

Tableau.V.8 : ferrailage des poteaux

## Vérification des sollicitations

## ➤ Sollicitations normales :

l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \quad \text{Formule (7.2) du RPA99/v2003}$$

$N_d$  : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

$B_c$  : Section de poteau.

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Poteau (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	F <sub>c28</sub> (MPa)	V	Condition V ≤ 0,3
30x30	661,78	900	25	0,29	C.V
35x35	1224,46	1225	25	0,28	C.V
40x40	777,62	1600	25	0,19	C.V
45x45	1415,33	2025	25	0,28	C.V
50x50	828,84	2500	25	0,13	C.V
55x55	1380,15	3025	25	0,18	C.V
65x65	2317,28	4225	25	0,22	C.V

Tableau.V.9 : Vérification des poteaux sous sollicitation normales

➤ **Sollicitations tangentés :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle calculé dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} \quad \text{Formule (7.3) du RPA99/v2003}$$

$\tau_{bu}$  : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots \text{RPA99/v2003, P63}$$

Avec :

- a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.
- $l_f$  longueur de flambement du poteau.

Poteau (cm <sup>2</sup> )	L (m)	lf (m)	T (MN)	$\tau_u$ (Mpa)	$\lambda_g$	$\rho$	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Condition $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$
900	3,06	1,862	0,98	0,12	6,206666667	0,075	1,875	C.V
1225	3,06	1,862	0,93	0,08	5,32	0,075	1,875	C.V
1600	3,06	1,862	0,789	0,05	4,655	0,04	1	C.V
2025	4,08	2,576	0,896	0,05	5,724444444	0,075	1,875	C.V
2500	3,06	1,862	0,467	0,02	3,724	0,04	1	C.V
3025	3,06	1,862	0,45	0,02	3,385454545	0,04	1	C.V
4225	4,08	2,576	0,35	0,01	3,963076923	0,04	1	C.V

**Tableau.V.10** : Vérification spécifique sous sollicitations tangentés

➤ **Vérification a l'ELS :**

La vérification est faite à l'aide de logiciel **ROBOT**.

- ❖ Contrainte admissible de béton comprimé :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$
- ❖ Contrainte admissible d'acier tendu MPa  $\bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$ .

$N_{ser} = 192,815\text{ KN} ; M_{ser} = 6,02\text{ KN.m} \quad e_0 = M_{ser}/N_{ser}$

a	N SER	MSER	e	A(cm <sup>2</sup> )
	(KN)	(KN.m)		
30	433,08	30,3	0,10	12,31
35	505,89	28,07	0,08	12,31
40	690,59	37,53	0,08	16,09
45	967,57	35,11	0,05	31,28
50	645,14	40,55	0,09	31,28
55	759,82	21,85	0,04	37,07
65	1102,05	40,11	0,05	37,07

**Tableau.V.11 : excentricité pour l'ELS**

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$ .

Nous avons les notions suivantes :

$B_0 = bh + 15(A)$

$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] \quad V_2 = h - v_1$

$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(V_1 - C_1)^2 + A_2(V_2 - C_2)^2)$

$K = MS / I_{xx}$

$\sigma_0 = N / 100B_0 \rightarrow \sigma_0 < 15\text{MPa}$

Donc les armatures déterminées pour L'ELU de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'ELU est :

$\sigma_{1s} = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] \rightarrow \sigma_{1s} < 400\text{Mpa} \dots \text{CV}$

$\sigma_{2s} = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] \rightarrow \sigma_{2s} < 400\text{Mpa} \dots \text{CV}$

B0	A1 /A2	v1	v2	I	k
1084,65	6,16	15	15	98 742,63	0,0307
1409,65	6,16	13	22	193 550,95	0,0145
1841,35	8,05	20	20	291 722,61	0,0129
2494,2	15,64	60	-15	4 123 023,00	0,0009
2969,2	15,64	56	-6	3 701 050,77	0,0011
3581,05	18,54	72	-17	8 241 251,95	0,0003
4781,05	18,54	64	1	6 710 730,52	0,0006
σo	σo<15	σ1	σo<400	σ2	σo<400
0,40	cv	11,9	cv	11,6	cv
0,36	cv	7,9	cv	9,3	cv
0,38	cv	9,0	cv	8,8	cv
0,39	cv	6,6	cv	5,6	cv
0,22	cv	4,2	cv	3,1	cv
0,21	cv	3,5	cv	3,1	cv
0,23	cv	4,0	cv	3,4	cv

**Tableau.V.12:** verifications a l'ELS

➤ **Vérification du flambement :**

On doit vérifier que les poteaux ayant un élancement  $\lambda < 70$ , D'où :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : étant la longueur de flambement :  $l_f = 0,7l_0$  (liaison : encastrement/pivot)

$l_f = l_0$  (liaisons pivots)

$i$  : rayant de giration de la section, calculé dans le plan de flambement  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : moment quadratique de la section dans le plan de flambement.

$B$  : l'aire de section

**TABLEAU.v.13 :** Vérification FLAMBEMENT

I	i	L0	Lf	λ	
67500	8,66	3,06	3,06	35,33	cv
67500	8,66	3,06	3,06	35,33	cv
213333,3	11,55	3,06	3,06	26,50	cv
213333,3	11,55	3,06	3,06	26,50	cv
520833,3	14,43	3,06	3,06	21,20	cv
520833,3	14,43	3,06	3,06	21,20	cv
762552,1	15,88	3,06	3,06	19,27	cv
762552,1	15,88	3,06	3,06	19,27	cv
1487552	18,76	4,08	4,08	21,74	cv
1487552	18,76	4,08	4,08	21,74	cv

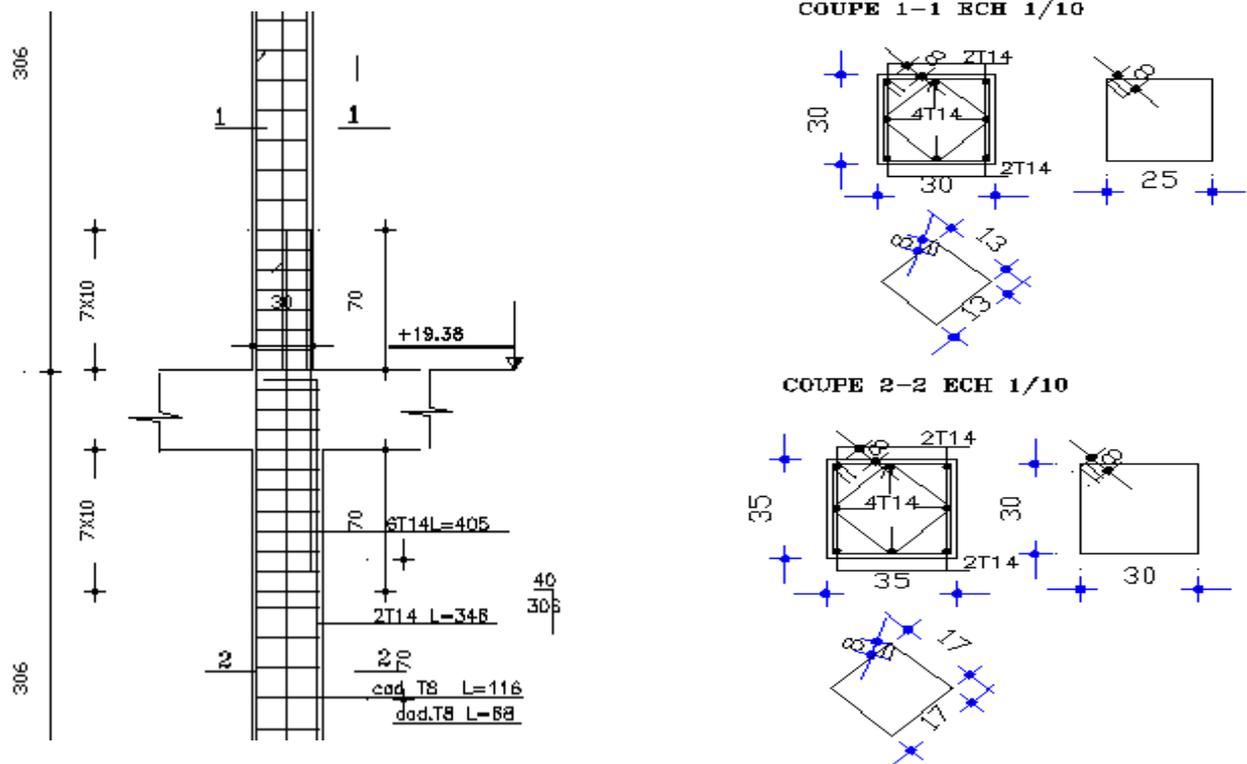


Figure.V.3 : schéma de ferrailage du poteau 30\*30 et 35\*35

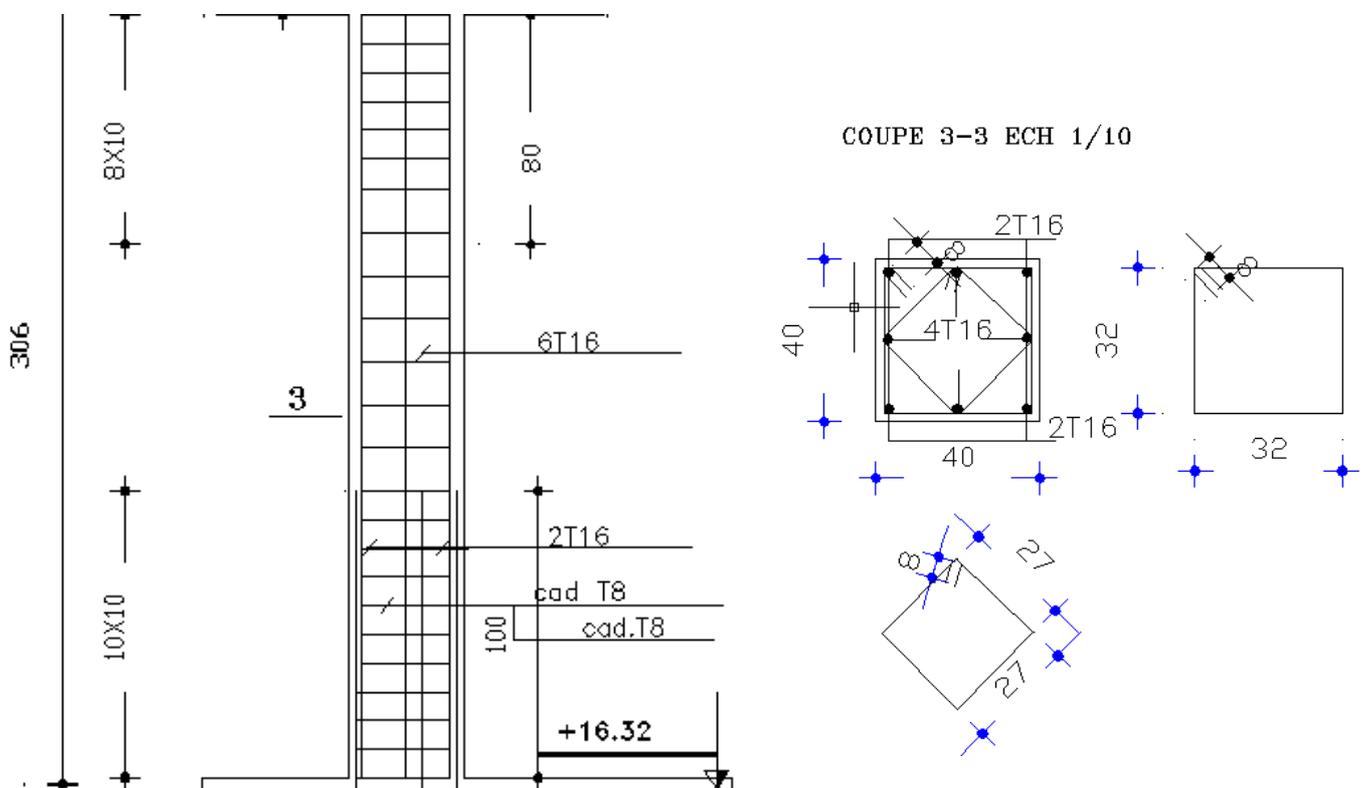


Figure.V.4 : schéma de ferrailage du poteau 40\*40

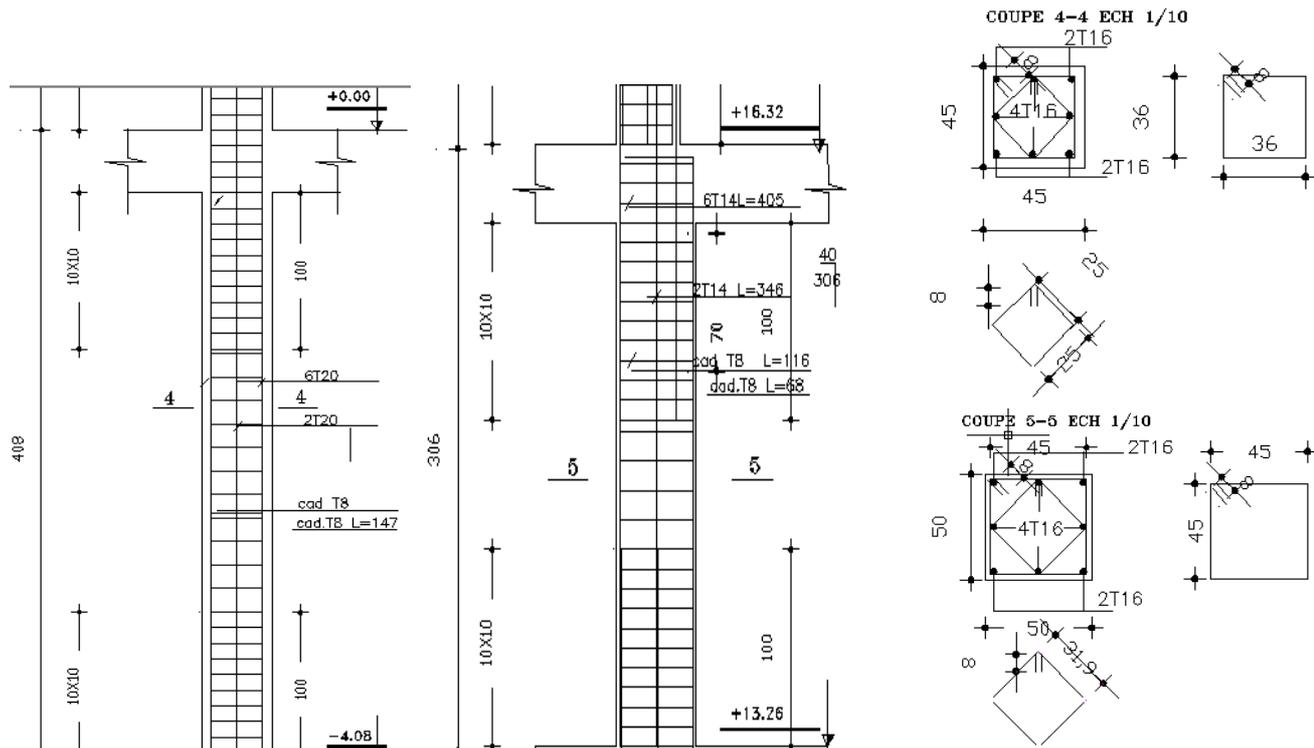


Figure.V.5 : schéma de ferrailage du poteau 45\*45 et 50\*50

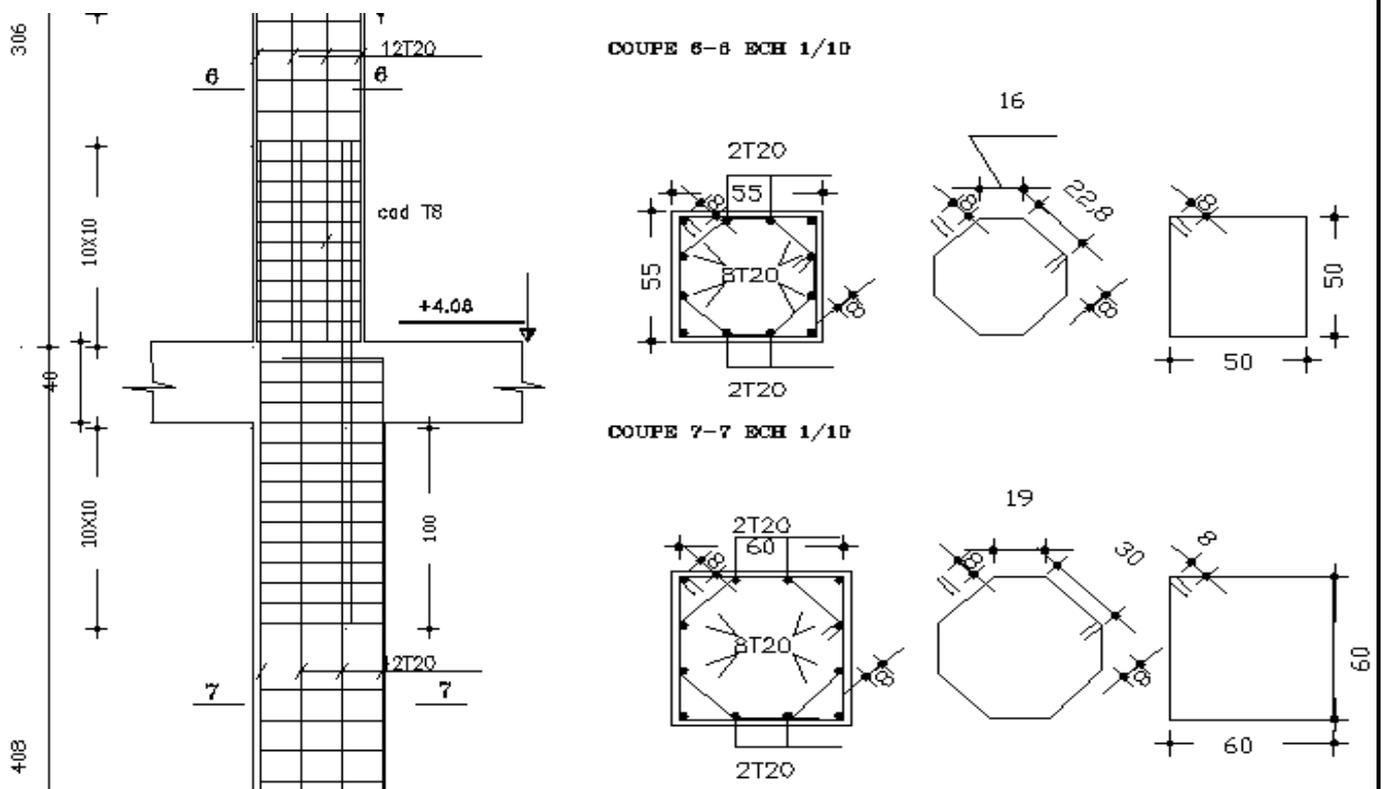


Figure.V.6 : schéma de ferrailage du poteau 55\*55 et 65\*65

**V.3 : Les voiles :****a) Introduction**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) , ainsi sous l'action des sollicitations verticales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales ;

**b) Combinaison d'action**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

**La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec :

- N : effort normal appliqué.
- M : moment fléchissant appliqué.
- A : section du voile.
- V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : moment d'inertie.

❖ **On distingue 3 cas :**➔ **1er cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{min} = 0,15aL$$

→ **2eme cas :**

Si ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) < 0 : la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t/f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si  $A_v < A_{min} = 0,15 \% a.L$ , → on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_v > A_{min}$  → on ferraille avec  $A_v$ .

→ **3eme cas :**

Si ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) : sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**c) Armatures minimales :**

- **Exigences de RPA 2003**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donnée comme suit :

Globalement dans la section du voile 15 %

En zone courantes 0.10 %

**d) Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

D'après le BEAL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

**e) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

✓ **Règles communes :**

Les armateurs transversaux doivent respectes les dispositions suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1,5 a$$

$S \leq 30 \text{ cm}$       **Article 7.7.4.3 RPA99/v2003**

a : épaisseur du voile

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
  - $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left( H_e ; \frac{2L}{3} \right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA99/v2003}$$

- ✓ L : est la longueur de la zone comprimée.
- ✓  $H_e$  : étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré

On devra disposer les ferrailages suivants :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

**Types de voiles étudiés :**

- Type 1 : Voile contreventement      a = 20 cm
- Type 3 : Voile ascenseur      a = 20 cm

**f) Calcul ferrailage :**

- **Voile de contreventement :**

Les résultats suivants ont été extraient du logiciel ROBOT AUTODESK 2017

$$\checkmark N = -1556.63 \text{ kn/m} \quad *1.4=2179.282 \text{ kn}$$

$$\checkmark M = -45.88 \text{ kn}\cdot\text{m}$$

$$\checkmark T = -121.23 \text{ kn}$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{5.70}{2} = 2.85 \text{ m.}$$

$$I = \frac{(0,2 \times 5.7^3)}{12} = 3.09 \text{ m}^4$$

$$\Omega = 0,2 \times 5.7 = 1.14 \text{ m}^2$$

### Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times v}{I} \rightarrow \sigma_1 = -1.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times v}{I} \rightarrow \sigma_2 = -1.32 \text{ MPa}$$

→ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$A_s = \frac{N}{f_e} = 38.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml}/\text{face} = \frac{38.91}{(2 \times 5.7)} = 3.41 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

### Armatures minimales du RPA99/v2003 : selon le RPA99/v2003 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{\text{min RPA}} = 0,20\% \times b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

$$A_{\text{min RPA}} = 0,20\% \times 0,20 \times 5.70 = 22.8 \text{ cm}^2$$

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

### Le pourcentage minimal (règles communes) :

$$A_{\text{min}} = 0,15\% \times a \times L = 0,15\% \times 0,2 \times 5.7 = 17,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}/\text{ml}/\text{face} = \frac{17.10}{(2 \times 5.7)} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

$$A_{\text{zone courante}} = 0,1\% \times a \times L = 0,1\% \times 0,2 \times 5.7 = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A' ; A_{\text{min RPA}} ; A_{\text{min}}) = 3.41 \text{ cm}^2$$

$$10,95 \times 3,9 \times 2 = 38.91 \text{ cm}^2$$

**Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :**

- ◆ En zone courante et d'about : soit  $A_s = (38.91/2) = 19.46 \text{ cm}^2$  (pour les 2 faces).
- **Choix des barres :**
- ◆ En zone courante et d'about : soit 40T10  $\rightarrow A_s = 31.6 \text{ cm}^2$
- **Espacement :**
- ◆ En zone courante :  $S_t \leq \min(1,5a ; 30) = 30 \text{ cm} \rightarrow$  Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .
- ◆ En zone d'about :  $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

**Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :****Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40 %.

- La contrainte de cisaillement est :  $\tau_u = \frac{1,4 \times V_{cal}}{b_0 \times d}$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

- La contrainte limite est :  $\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$  **selon L'article 7.7.2 RPA99/v2003**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

**Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3 \times f_{tj} k)}{0,9 \times f_e} \quad \text{C.B.A 93 Art A.5.1.2.3}$$

- ✓  $k = 0$  en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.
- ✓  $K=1$  en flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- ✓  $K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de compression.
- ✓  $K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de traction.

$\sigma_{tm}$ ,  $\sigma_{cm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- 0,15% : de la section du voile considérée si :  $\tau_u \leq 0,025 f_{c28}$  **Article 7.7.3.3 du**
- 0,25 % de la section de voile considérée si :  $\tau_u > 0,025 f_{c28}$  **du RPA99/v2003**

$$\tau_u = \frac{V_{cal}}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{728352}{200 \times 0,9 \times 3900} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} > \tau_u = 0.12 \text{ MPa}$$

**Les Armatures horizontaux :**

Pas de reprise de bétonnage  $\alpha = 90^\circ$  et  $k = 0$

Donc :  $\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$

$S_t \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm})$  **selon le RPA99/v2003 Art7.7.4.3**

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

❖  $A_t = 1,50 \text{ cm}^2$

$A_t/\text{ml}/\text{face} = 0,13 \text{ cm}^2$

❖  $A_{t \text{ min(RPA)}} = 0,25\% \times b_0 \times L = 0,25\% \times 0,2 \times 5.7 = 28.5 \text{ cm}^2$

$A_{t \text{ min(RPA)}}/\text{face}/\text{ml} = 2,50 \text{ cm}^2$

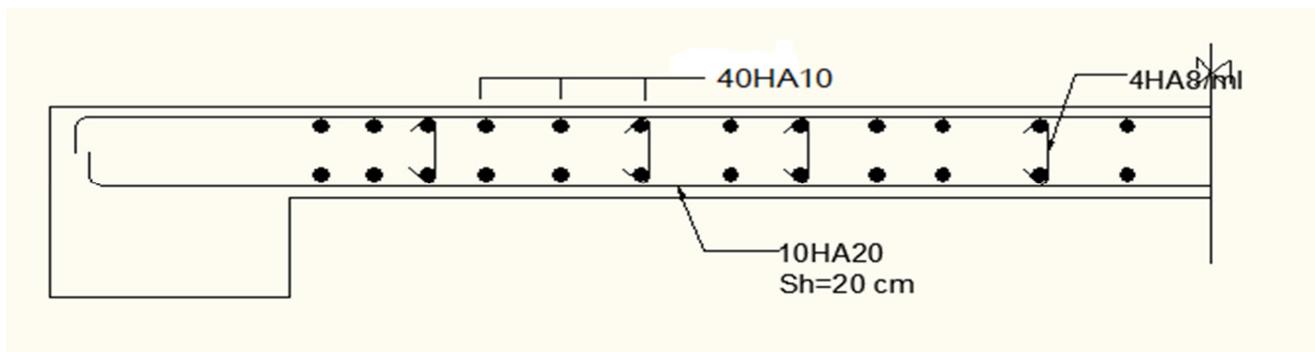
❖  $A_t = \max(A_t ; A_{t \text{ min(RPA)}}) = 2,50 \text{ cm}^2$

**Choix des barres :**

Soit : 10T20  $\rightarrow A_s = 31.42 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$

Type voile	Ferrailage horizontal			Ferrailage Vertical		
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisi</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisi</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
<b>Type 1</b>	28.5	31.42	10T20	19.46	31.6	40T10
<b>Type 2</b>	10	12.32	8T14	2.30	4.52	4T12

**Tableau.V.14 : ferrailages voiles**



**Figure.V.7 : ferrailage du voile**

## V.4 : Etude des voiles périphériques :

### I. Introduction :

Le voile périphérique a pour but d'accroître la rigidité de la base et de service d'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par « RPA99VERSION 2003 ».

Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le « RPA 99 VERSION 2003 » exige pour les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ Epaisseur supérieure et égale  $\geq 15$  cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées à 0.10% dans les deux sens.

### II. Calcul de la poussée des terres :

L'étude de ce mur est réalisée par la méthode simplifiée en considérant les données suivantes :

- La fissuration est préjudiciable.
- La hauteur de voile : 4.08m.
- La longueur du voile : 5.7m.
- L'épaisseur du voile :  $e = 0,20$  m
- Poids volumique du terrain : on a une couche de remblai tendre ; soit  $\gamma = 20$  KN/m<sup>3</sup>.
- L'angle du frottement du sol :  $\varphi = 30^\circ$
- Coefficient de poussé latéral du sol :  $K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2) \rightarrow K_p = 0,333$
- Surcharge au voisinage du mur :  $q = 10$  KN/m<sup>2</sup>  
 $\rightarrow Q = q \times K_p = 10 \times 0.333 = 3.33$  KN/m<sup>2</sup>
- Poussé de sol :  $p = K_p \times \gamma \times h = 0,333 \times 20 \times 4.08 = 26.93$  KN/m<sup>2</sup>

### III. Détermination des sollicitations :

Pour une bande de 1 m de largeur on a :

- **ELU :**

$$N_u = 1,35 \times 26.93 + 1,5 \times 3.33 \Rightarrow N_u = 41.35 \text{ KN/m}$$

- **ELS :**

$$N_s = 26.93 + 3.33 \Rightarrow N_s = 30.26 \text{ KN/m}$$

❖ **Vérification si la dalle porte dans les deux sens :**

$L_x = 4.5 \text{ m}$  et  $L_y = 5.7 \text{ m}$

$$\rho = L_x / L_y = 2,43 / 4,1 = 0,79 \Rightarrow 0,4 < \rho = 0,79 < 1.$$

Donc la dalle porte suivant les deux directions.

**Tableau V. 15 : les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$ .**

$\alpha = \frac{\ell_x}{\ell_y}$	État-limite ultime ELU et état-limite de service ELS (sauf déformations)		État-limite de déformation	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0,1101	0,0906	0,1121	0,2854
0.45	0,1036	0,1319	0,1051	0,3234
0.50	0,0966	0,1803	0,1000	0,3671
0.55	0,0894	0,2345	0,0936	0,4150
0.60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0.65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0.70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0.75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0.80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0.85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0.90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0.95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
1.00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

$\rho = 0,79 \rightarrow$  trouver  $\mu_x$  et  $\mu_y$  par l'interpolation linéaire suivante :

$$E.L.U : \begin{cases} V=0 \\ \rho=0,79 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} \mu_x=0,062 \\ \mu_y=0,7022 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x \times q^u \times L_x^2 = 0,062 \times 41,35 \times 4,5^2 = 51,91 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y \times M_x = 0,7022 \times 51,91 = 36,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$E.L.S : \begin{cases} V=0,2 \\ \rho=0,79 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} \mu_x=0,062 \\ \mu_y=0,7022 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x \times q^s \times L_x^2 = 0,062 \times 30,26 \times 4,5^2 = 37,99 \text{ KN.m} \\ M_y^s = \mu_y \times M_x = 0,7022 \times 31,51 = 26,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau V.16 : Récapitulatif des moments.**

	Appuie				Travée		
	- 0,3Mx	- 0,5Mx	- 0,3My	- 0,5My	0,85Mx	0,85My	
ELU	-15.57	-25.96	-10.94	-18.23	44.12	30.98	KN.m
ELS	-11.4	-18.995	-8.004	-13.34	32.29	22.68	KN.m

**IV. Calcul du ferrailage :****- Calcul en l'E.L.U :****o En travée :**

- **Sens X-X :**  $0,85 M_x = 44.12 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b d^2} = \frac{44.12 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,18)^2} = 0,096$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,096}) = 0,1253$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,1253 = 0,949$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st} \beta d} = \frac{44.12 \times 10}{348 \times 0,949 \times 0,18} = 7.43 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 0,22 \text{ cm}^2$$

**V. Armatures minimales (min RPA) [A.10.1.2.] :**

$$A_{min} = 0,1\% (b \times h) = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

**o Choix des armatures :**

$$A = \max (7.43 \text{ cm} ; 0,22 \text{ cm} ; 2 \text{ cm}) \Rightarrow A = 6,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$6T14 \rightarrow A = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 25 \text{ cm}$$

- **Sens Y-Y :**  $0,85 M_y = 30.98 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b d^2} = \frac{30.98 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,18)^2} = 0,0367$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0865$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0.965$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st} \beta d} = \frac{17,75 \times 10}{348 \times 0,965 \times 0,18} = 5.13 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = \max (5.13 ; 0,22 ; 2) \Rightarrow A = 2,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$4T14 \rightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 25 \text{ cm}$$

**❖ En appuis :**

Puisque les moments en appuis est petite dans les deux sens, on travaille par le maximum.

$$-0,5 Mx = 25.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b d^2} = \frac{25.96 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times (0.18)^2} = 0.5656$$

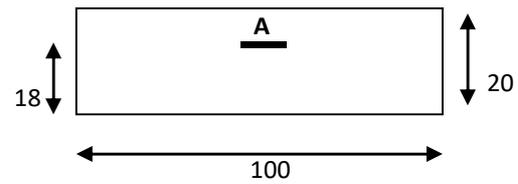
$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.072$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 * 0.072 = 0.9712$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_{st} \beta d} = \frac{25.96 \cdot 10}{348 \cdot 0.9712 \cdot 0.18} = 4.27 \text{ cm}^2$$

**Choix :**  $A = \max(4.27; 0.22; 2) \Rightarrow A = 4.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$4T12 \rightarrow A = 4, 52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \mathbf{e= 25 \text{ cm}}$$



**Figure V.8 : Section de calcul en appuis.**

**Vérification à l'E.L.S :**

❖ **En travée :**  $0,85 Mx = 32.29 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec :  $\alpha = 0,11$  ;  $\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{44.12}{32.29} = 1,37$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\alpha = 0,11 < \frac{1,45-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$  ..... C.V.

❖ **En appuis :**  $-0,5 Mx = -18.995 \text{ KN.m}$

$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{25.96}{18.995} = 1,37 \rightarrow \alpha = 0,08 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ .

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Distributions constructives :**

-L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

→  $St = \min(30 \text{ cm}, 1,5a = 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$ .

-L'espacement à l'extrémité est  $(St/2)$  le long d'une longueur égale à  $(L/10)$ .

→ On prend :  $St = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

-Les longueurs de recouvrement pour zone II :  $40\phi = (T12 = 48 \text{ cm} ; T14 = 56 \text{ cm})$ .

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{5M_{xu}}{L_x} = \frac{5 \times 51.91}{4.5} = 57.68 \text{ KN}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{V_u}{b d} = \frac{57.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{limite}} = \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa (Fissuration est préjudiciable).}$$

$\tau_{u \max} = 0.32 \text{ MPa} < \tau_{\text{limite}} = 2.5 \text{ MPa}$  ... Condition vérifiée.

# Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

## VI. Étude de l'infrastructure

### a) Introduction :

Une fondation par définition un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

### b) Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible 2.4 bars.

### c) Fondation

#### ○ Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

#### ○ Exemple

$$N_{ser} = 1102.05 \text{ KN}, \quad \bar{\sigma}_{sol} = 240 \text{ KN / m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.14 \text{ m}$$

#### ○ Remarque

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

#### d) semelles filantes

##### o Dimensionnement des semelles filantes a

###### 1) Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

###### 2) Étape de calcul

Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L}$

Détermination de la hauteur de la semelle :  $\frac{l}{9} \leq h_t \leq \frac{l}{6}$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.

Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.

Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux effort tranchants et moments fléchissants.

Calcul la semelle dans le sens transversal.

##### o Exemple de calcul

1- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

FILANTE	Ns( kn)	L m	contrainte	S surface	B
1	426,24	10,15	240	1,776	0,174975
2	1956,86	10,15	240	8,153583	0,803309
3	1910,71	10,15	240	7,961292	0,784364
4	2795,88	22,35	240	11,6495	0,52123
5	3346,2	22,35	240	13,9425	0,623826
6	4804,06	22,35	240	20,01692	0,895611
7	991,54	22,35	240	4,131417	0,184851

**Tableau .VI.1** :charge due au semelle

Note :On va prendre une valeur de B =1.4 m

St= 167.79 m<sup>2</sup>

S BATIMENT = 353.44 m<sup>2</sup>

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{167.79}{353.44} = 0.47$$

La surface total des semelles représente 47 % de la surface du bâtiment.

**Conclusion :**

Le type des fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes.

**Calcul de la hauteur de la semelle :**

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} \rightarrow h \geq \frac{1.4-0.65}{4} + 5 = 0.24 \text{ on prend } h = 30 \text{ cm}$$

**a) Vérification du poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA (Article A.5.2.4.2)}$$

$$u_c = (a + b + 2 * h) * 2 \rightarrow u_c = (0.65 + 0.65 + 2 * 0.3) * 2 \rightarrow u_c = 3.8 \text{ m}$$

$$Q_u = 4804.06 \text{ kn ( Poteau le plus défavorable )} \leq 855 \text{ kn cv}$$

Pour éviter le poinçonnement on va augmenter l'hauteur de la semelle , on vas prendre h =1 m

$$u_c = (0.65 + 0.65 + 2 * 1) * 2 \rightarrow u_c = 6.6 \text{ m}$$

$$Q_u = 4804.06 \text{ kn ( Poteau le plus défavorable )} \leq 4950 \text{ kn cv .}$$

**b) Vérification de la contrainte du sol :**

Cette vérification consiste a satisfaire la condition suivante dans les sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y) \quad \text{AVEC } l_y = 1.86 \text{ m}^3 \quad l_x = 930.36 \text{ m}^3 \quad Y_G = 11.18 \text{ m} \quad X_G = 0.5 \text{ m}$$

Mx	My	Ns( kn)	b adopte
84,99	9,56	4804,06	1.4
lx	ly	xg	yg
1302.5	5.1107	0.7	11,175
σ x		σ y	
σ max	σ min	σ max	σ min
0,0319	0,0315	0,355	0,078

**Tableau.VI.2 : Vérification de la contrainte du sol**

$$\sigma_{mx} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 15.4 < \sigma_{sol} = 24 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{cv}$$

$$\sigma_{my} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 15.3 < \sigma_{sol} = 24 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{cv}$$

**c) Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA99 (article 10.1.5)** on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens X-X :  $e = 0.017 < 0.35 \dots\dots\dots\text{cv}$

Dans le sens Y-Y :  $e=0.002 < 0.35$ .....cv

Donc il n'ya pas de risque de renversement.

#### d) Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut assurer que :  $N \geq FS \times H \times Ss \times \gamma_w$

FS : coefficient de sécurité (FS = 1.5).

Ss: Surface de la semelle=167.79 m<sup>2</sup>

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique)

H : la hauteur d'ancrage de la semelle (H=1.50m).

$N=4804.1 \text{ KN} \geq 3775.275 \text{ KN}$  .....Vérifiée

#### e) Ferrailage

##### ➤ ferrailage principal :

Avec :

Nu : effort ultime sollicitant la semelle ;  $Nu=6485.94 \text{ KN}$

$$As//B = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = 6485.94 * \frac{1.4-0.65}{8 * 0.59 * 348} = 29.62 \text{ cm}^2$$

##### ➤ ferrailage secondaire :

Puisque il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents Ni donc

on met seulement des aciers de construction.  $Ar = \frac{As}{3} = 9.87 \text{ cm}^2$

soit :  $As // B = 29.62 \text{ cm}^2 \rightarrow 20 \text{ T14} = 30.79 \text{ cm}^2 \rightarrow st=20 \text{ cm}$

$As // L = 9.87 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{ T12} = 11.31 \text{ cm}^2 \rightarrow st=15 \text{ cm}$ .

Remarque : ferraille à L'ELU puisque c'est le plus défavorable.

#### f) Étude des poutres de rigidité

##### ➤ . Définition

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

##### ➤ Dimensionnement

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :  $\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$

L : la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$L=5,7\text{m}$ :  $\frac{5.7}{9} \leq h \leq \frac{5.7}{6} \rightarrow 63.33 \leq h \leq 95 \text{ cm} \rightarrow$  on prend  $h=70\text{cm}$  et  $b=60 \text{ cm}$ .

##### ➤ Calcul de chargement sur la poutre de rigidité :

$$qu = \Sigma \frac{Ni}{L} \Rightarrow qu = \frac{6485.94}{22.35} \Rightarrow qu = 290.2 \text{ KN/ml}$$

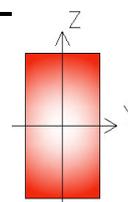
$$qs = \Sigma \frac{Ni}{L} \Rightarrow qs = \frac{4804.06}{22.35} \Rightarrow qs = 214.96 \text{ KN/ml}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée. Les sollicitations

Maximales sont calculées par la méthode de Caquot. Le ferrailage se fait à la flexion simple. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.3 : résultats méthode de Caquot**

Dimensions b x h	0,6 0,7	0,6 0,7	0,6 0,7	0,6 0,7	0,6 0,7
M. d'Inertie Iy (m <sup>4</sup> )	0,0172	0,0172	0,0172	0,0172	0,0172
Porté l (m)	3,20	3,50	5,50	4,45	5,70
Porté Fictive (m)	3,20	2,80	4,40	3,56	3,10
g : permanente (kN/m)	290,20	290,20	290,20	290,20	290,20
q : exploitation (kN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



Cas n°1						
Charge q	290,20	391,77	391,77	391,77	391,77	391,77
<b>CCCCC</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	290,20	391,77	391,77	391,77	391,77	391,77
Mt, Appui	-74,29	-355,09	-685,83	-754,48	-518,41	-318,22
M0 = ql <sup>2</sup> /8 (Miso Max)	371,46	599,90	1481,38	969,75	1591,08	
X0=Abscisse relatif Mmax	1,51	1,68	2,74	2,26	2,87	
Mt, Travée Max	165,06	85,95	761,30	334,92	1173,32	
Ef, Tranchant ISO	464,32	685,60	1077,37	871,69	1116,54	
Ef, Tranchant HYPER	376,57	591,10	1064,88	924,74	1193,08	

Le plus défavorable :

travées	Mt	Ma	At. cal	Aa cal	At. adopte	Aa adopte
5.7	1173.32	-518.41	69.81	25.90	15T25=73.63	15T16=30.16

**Tableau.VI.4** : ferrailage de la semelle

### Vérification nécessaire

#### A l'ELU :

• **Condition de non fragilité:**  $A_S^{min} \geq 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 4.56 \text{ cm}^2$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 \times d} = \frac{1.19308}{0.6 \times 0.7 \times 0.9} = 3.16 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\tau_u} = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u > \overline{\tau_u}$  (condition n'est pas vérifiée) on augmente la section de la poutre soit :  $b=0.6\text{m}$   $h=1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 \times d} = \frac{1.19308}{0.6 \times 1 \times 0.9} = 2.2 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\tau_u} = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.} \rightarrow \text{cv}$$

**Tableau.VI.5** : Le ferrailage recalculé :

travées	Mt	Ma	At cal	Aa cal	At adopte	Aa adopte
5.7	869.12	-384.01	29.84	12.64	10T20=31.42	10T14=15.39

#### A l'ELS :

• **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } M_{ser} t = 656.16 \text{ kn.m}, M_{ser} a = 288.94 \text{ kn.m}$$

#### Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est

limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{\eta M_s (d - X)}{i} = \\ \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\frac{\sigma_b}{\sigma_{bc}} \leq$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{as}$ (MPa)	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{cs}} \leq$
Travée	656.16	31.42	11.53	344037	8.968	15	Vérifiée	121.31	201.63	Vérifiée
Appui	288.94	15.39	22.75	1279783	5.137	15	Vérifiée	66.9	201.63	Vérifiée

**Tableau.VI.6** : vérification des contraintes

g) **Armatures transversales :**

$$\phi_{tt} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(28,57; 65; 25) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 25\text{mm} \Rightarrow \phi_{tt} = 8 \text{ mm}$$

h) **Armature de peau**

Comme la poutre a une hauteur de 100cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section **Ap=3cm<sup>2</sup>/ml de Hauteur**, h=100cm donc : soit 2HA12 2,26 cm<sup>2</sup>/ face

Ap=3×1= 3cm<sup>2</sup>, soit 3HA12=3,39cm<sup>2</sup>/face

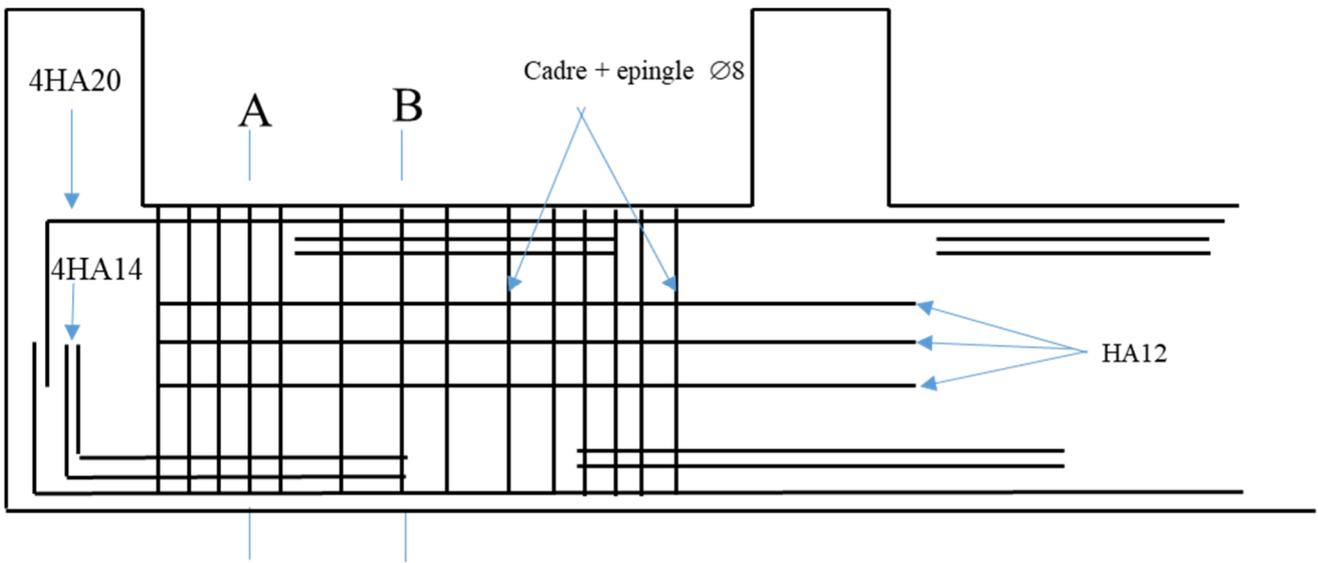


Figure.VI. : schéma de ferrailage de la semelle filante et poutre de rigidité

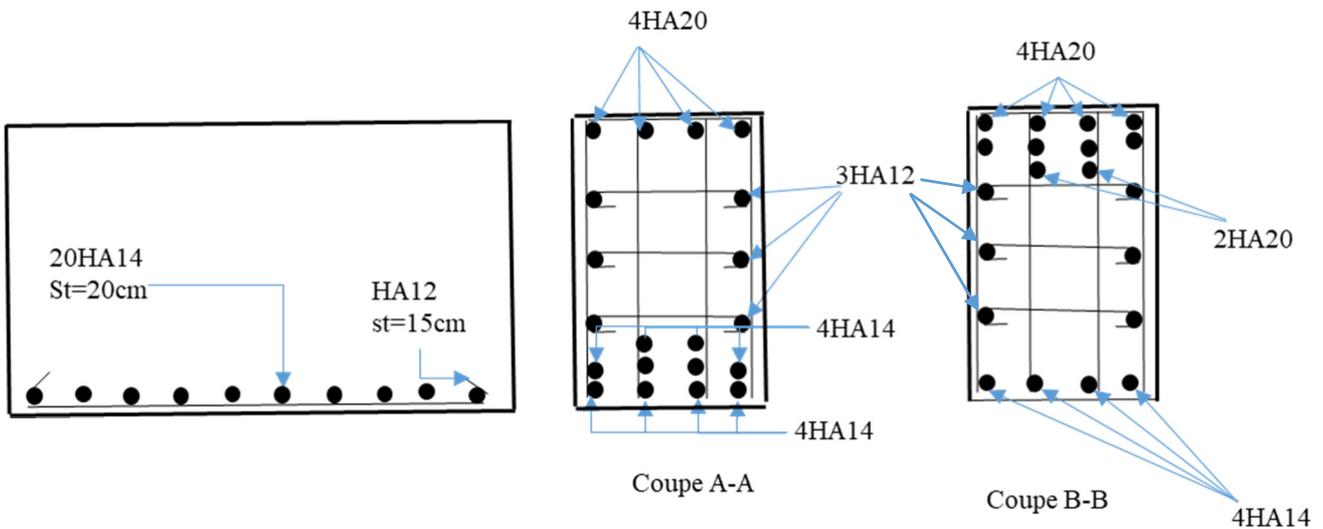


Figure VI.2 : schéma de ferrailage de la semelle filante (coupe A-A' et B-B') et poutre de rigidité

**i) Les longrines****1) Définition**

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les semelles.

**2) Dimensions minimales de la section transversale des longrines :**

$$B \times h = \begin{cases} 25 \times 30 : \text{site de catégorie s2 et s3} \\ 30 \times 30 : \text{site de catégorie s4} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(Art(10.1.1b)).}$$

La hauteur h des longrines est définie par la formule suivante:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{avec :}$$

$L_{max}$  : Longueur maximale entre axes des longrines

$$L_{max} = 570 \text{ cm}$$

$$570/15 \leq h \leq 570/10 \Rightarrow 38 \text{ cm} \leq h \leq 57 \text{ cm}, \text{ Soit : } h = 40 \text{ cm ; } b = 30 \text{ cm}$$

**3) Calcul des longrines**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

$$\text{à : } F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : c'est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés (poteaux) :

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site considère :

$$\rightarrow \begin{cases} \text{Site : S3} \\ a = 15 \\ \text{zone: IIa} \end{cases}$$

**4) Calcul des armatures**

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles [B .A.E.L91] :

**5) Les armatures longitudinales (Al) :**

$$Al \geq ((ELu); A(ELS). \text{BAEL (Art.A.4.5.33)})$$

Avec :

$$A(ELU) : \text{section d'armatures calculée à l'état limite ultime } A(ELU) = \frac{FELU}{\bar{\sigma}_s}$$

$$FELU = \frac{N_{Umax}}{\alpha}$$

Avec :  $N_{Umax}$  = effort normal dans le poteau le plus sollicité à l'ELU.

$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$  : contrainte limite ultime de l'acier.

$A(ELS)$  : section d'armatures calculée à l'état limite ultime  $A(ELS) = F_{Els} / \bar{\sigma}_s$

$$F_{Els} = \frac{N_{smax}}{a}$$

$N_{smax}$  = effort normal dans le poteau le plus sollicité à l'ELS.

$\sigma_s = 202$  MPa : contrainte limite de service de l'acier.

#### 6) Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.82 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL (Art.A.4.2.1)}$$

#### ➤ Minimum d'armature exigé par le RPA :

$$A_{min} = 0,6 \% b \times d \quad \text{RPA (Art.10.1.1.b)}$$

Les résultants sont résumés dans le tableau suivant :

Numax	F <sub>elu</sub>	A <sub>elu</sub>	N <sub>smax</sub>	F <sub>els</sub>	A <sub>els</sub>	AI	A <sub>min</sub> BAEL	A <sub>adoptée</sub>
1427.82	95.19	5.66	1027.90	68.53	3.98	5.66	5.82	6.79

tableau VI.7 : ferrailage des longrines

#### ➤ Les armatures transversales (AI) :

$$\phi t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi l \right]$$

$$\text{Donc : } \phi t \leq \min \left[ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right] = 1,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Donc } \phi t \leq 12 \text{ cm} \Rightarrow \phi t = 8 \text{ cm}$$

On va adopter 2HA8  $\Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

#### ➤ Espacement :

$$S_t \leq \min [ 20 \text{ cm} ; 15 \phi l_{min} ] = \min [ 20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm} ] = 18 \text{ cm RPA (Art.10.1.1.b)}$$

soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

#### ➤ Schéma de ferrailage des longrines :

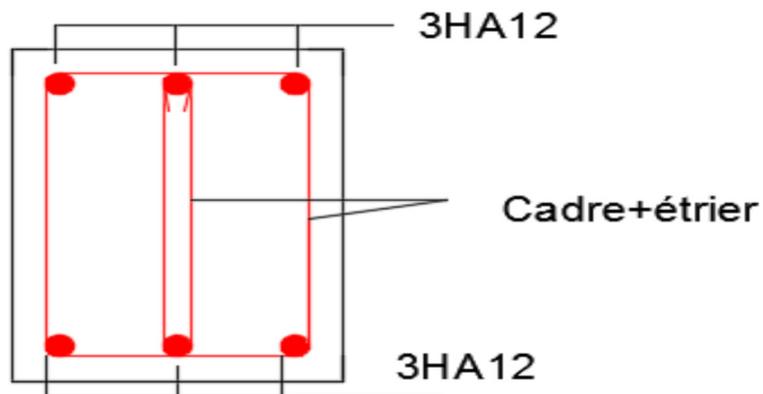


Figure VI. : schéma de ferrailage des longrines.

### **Conclusion général :**

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « robot structurel analyse 2015 ».

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

