

Ecole Nationale Polytechnique  
Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

***Thème***

**ETUDE ET CONCEPTION D'UN BATIMENT EN  
(R+10)  
(A USAGE MIXTE)**

**Réalisé par :**

M<sup>elle</sup> RABIAI Meriem Mouna

**Encadrée par :**

Mme.R. KETTAB

Mme.A. CHIKH

**Promotion 2014**

---

## ملخص

هذا المشروع يمثل دراسة مبنى سكني مكون من عشر طوابق بالإضافة الى الطابق الارضي , تقع هذه المنشأة في الجزائر العاصمة التي تعتبر هذه المنطقة بنشاط زلزالي قوي. الهدف من هذا المشروع هو دراسة تخطي المبنى المجال الخطي الذي يضمن فيه سلامته, لذلك قمنا بإنجاز جدران من الخرسانة المسلحة مع احترام مختلف القوانين المنصوصة في (RPA99V2003, BAEL91, CBA91.) و اخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للمنشأة.

## كلمات مفتاحية

مبنى سكني , الخرسانة المسلحة , القوانين المنصوصة , الدراسة الحركية

---

## Résumé

Ce projet présente une étude d'un bâtiment contreventé par des voiles .Il est constituée d'un rez-de-chaussée à usage commercial et de dix étages à usage d'habitation. Implanté à ALGER, zone de forte sismicité.

L'objectif assigné à cette étude est de visualiser le comportement de cette structure dans les différents domaines de comportement. L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS 14

Notre travail consiste dans un premier temps à faire une étude du bâtiment contreventé par des voiles en béton armé tout en respectant les règlements RPA99V2003, BAEL91, CBA91. Et en dernier lieu, l'étude de l'infrastructure, elle a abouti à un radier général nervuré

## Mots clés

Bâtiment, contreventement, modélisation, étude dynamique, béton armé, Infrastructure,

---

## Abstract

This project present a study of a braced by walls. It's composed of a first floor his function is commercial and ten floors for residential use. Set in Algiers, an area of ground motion of earthquakes.

The objective set for this study is to visualize the behavior of this structure in various step of deformation. The dynamic study was conducted using the software ETABS 14

Our work consists at first of the study of the construction braced by reinforced concrete walls by respecting the codes RPA99V2003, BAEL99.

And finally, the study of the infrastructure, it has led to a general strike ribbed.

## Key words

Braced by walls, reinforced concrete, structure, the dynamic study, infrastructure, strike.

## 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.*

*On tient à remercier profondément les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger ce travail.*

*Je saisis également cette opportunité pour remercier les membres de bureau d'étude particulièrement Mr AOULARI.I qui ont beaucoup m'aider pour élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mes encadreur Mme R.KETTAB et Mme A.CHIKH pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

*Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

# Table des matières

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## **Chapitre I – Présentation du projet**

1. Introduction.....	3
2. Présentation de l'ouvrage .....	3
2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	5
2.1.1 Dimensions en plan.....	5
2.1.2 Dimensions en élévation .....	5
2.2. Choix structural .....	5
2.3. Planchers .....	5
2.4 Maçonnerie .....	6
2.4.1 Murs extérieurs .....	6
2.4.2 Murs intérieurs.....	6
2.5 Acrotère .....	6
2.6 Escaliers .....	6
3. Caractéristiques des matériaux.....	6
3.1. Résistance du béton .....	6
3.2. Acier .....	7
4. Caractéristiques du sol d'assise.....	8

## **Chapitre II – Prédimensionnement et descente de charge**

1. Introduction.....	9
2. Prédimensionnement des planchers.....	9
2.1 Prédimensionnement plancher à Corps creux .....	9
2.2 Dimensionnement les nervures .....	9
3. Prédimensionnement des poutres .....	10
4. Evaluation des charges .....	11
4.1. Charges d'exploitation Q .....	11
4.2 Charges permanentes G .....	11
4.2.1 Plancher terrasse .....	11
4.2.2 Plancher courant et RDC.....	12
4.2.3 Balcons.....	13

# Table des matières

4.2.4 Murs extérieurs .....	13
5. Pré dimensionnement des poteaux .....	13
5.1. Charges permanentes revenant au poteau le plus sollicité .....	13
5.2 Surcharges revenant au poteau .....	14
5.3 Calcul de l'effort normal maximal à l'ELU .....	15
5.4 Calcul de la section des poteaux.....	15
5.5. Vérification .....	17
6. Prédimensionnement des voiles .....	18

## Chapitre III – Calcul des éléments secondaires

1. Introduction.....	20
2. Acrotère .....	20
2.1 Evaluation des sollicitations.....	20
2.2 Combinaison des charges.....	21
2.3 Calcul du ferrailage .....	21
3. Escaliers.....	23
3.1 Caractéristiques géométriques.....	23
3.2 Prédimensionnement de la paillasse et du palier .....	24
3.3 Evaluation des charges et surcharges.....	24
3.3.1 Volées .....	24
3.3.2 Paliers.....	25
3.4 Calcul du palier et de la paillasse .....	25
3.4.1 Combinaisons des charges.....	25
3.4.2 Ferrailage de la paillasse et du palier .....	26
3.5 Etude de la poutre palière.....	28
3.5.1 Prédimensionnement de la poutre.....	28
3.5.2 Calcul de la charge.....	28
3.5.3 Ferrailage de la poutre palière .....	28

# Table des matières

## Chapitre VI – Les planchers

1. Introduction.....	31
2. Plancher à corps-creux .....	31
2.1 Calcul des poutrelles.....	31
2.1.1 Evaluation des charges et surcharges.....	31
2.1.2 Combinaisons d'actions .....	32
2.2 Types des poutrelles .....	32
2.3 Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissants.....	33
2.4 Ferrailage des poutrelles .....	35
2.4.1 Ferrailage longitudinal .....	35
2.4.2 Ferrailage transversal.....	35
2.5 Ferrailage de la dalle de compression.....	37
3. Dalle pleine (Balcons) .....	38
3.1 Prédimensionnement .....	38
3.2 Evaluation des charges.....	38
3.3 Combinaisons d'actions.....	38
3.4 Calcul du ferrailage .....	39

## Chapitre V – Etude dynamique

1. Introduction.....	41
2. Objectif de l'étude dynamique.....	41
3. Modélisation de la structure.....	41
4. Méthode applicable selon RPA99 Version 2003 .....	42
5. Méthode d'analyse modale spectrale.....	42
5.1 Principe .....	42
5.2 Modélisation.....	42
5.3 Spectre de réponse de calcul .....	43
5.4 Classification de l'ouvrage.....	44
5.5 Nombre de modes à considérer .....	45
6. Poids total de la structure "W" .....	47
7. Les données géométriques .....	48

# Table des matières

7.1 Calcul du centre de torsion.....	48
7.2 Calcul du Centre de masse .....	49
7.3 Evaluation des excentricités .....	49
8. Vérification .....	50
8.1. Vérification de la période.....	50
8.2. Vérification de la force sismique à la base.....	50
8.3. Vérification des déplacements.....	51
8.4. Justification vis-à-vis de l'effet « P- $\Delta$ ».....	52
8.5. Vérification au renversement .....	53
9. Conclusion .....	53

## Chapitre VI – Ferrailage des éléments structuraux

1. Introduction.....	54
2. Ferrailage des poteaux .....	54
2.1. Armatures longitudinales .....	54
2.1.1 Combinaisons des charges.....	54
2.1.2 Recommandations des RPA99 .....	54
2.1.3 Les résultats des sollicitations données par ETABS .....	55
2.1.4 Ferrailage adopté pour les poteaux .....	56
2.2 Armatures transversales des poteaux.....	56
3. Ferrailage des poutres .....	59
3.1 Combinaisons des charges .....	59
3.2 Recommandations des RPA .....	59
3.3 Résultats des sollicitations sont donnés par ETABS .....	60
3.4. Armatures longitudinales des poutres .....	60
3.5 Ferrailage transversal des poutres .....	61
4. Ferrailage des voiles .....	62
4.1. Combinaisons d'actions .....	62
4.2. Ferrailage longitudinal.....	63
4.3 Voiles pleins.....	64
4.3.1 Caractéristiques du voile .....	64
4.3.2 Exemple de calcul voiles pleins V2 .....	64
4.4 Les linteaux .....	66

# Table des matières

4.4.1 Ferrailage du linteau .....	66
-----------------------------------	----

## Chapitre VII –Etude de l’infrastructure

1.Introduction.....	69
2.Combinaisons des charges .....	69
3.Choix du type de fondation.....	69
4.Radier général .....	70
4.1.Prédimensionnement du radier .....	70
4.2 Caractéristiques du radier .....	73
4.2.1 Détermination du débord.....	73
4.2.2 Surface du radier .....	73
4.2.3 Poids du radier .....	73
4.2.4 Centre de masse du radier .....	73
4.2.5 Moment d’inertie du radier.....	73
4.2.6 Poids du remblai .....	74
4.3 Vérification des contraintes dans le sol .....	74
4.4 Vérification au soulèvement .....	75
5.Ferrailage du radier .....	75
5.1 Calcul des panneaux .....	75
5.1.1 Etapes de calcul des panneaux.....	76
5.1.2 Résultats de calcul .....	77
5.2 Ferrailage des panneaux.....	79
4.2 Etude des nervures.....	81
4.2.1 Evaluation des charges .....	81
4.2.2 Dimensionnement de la nervure .....	82
4.2.3 Ferrailage de la nervure.....	83

**Conclusion générale**

**Bibliographie**

**Annexe**



# Liste des Figures

## CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Fig I.1 Plan de situation du projet.....	3
Fig I.2 Plan étage courant.....	4
Fig I.3 Plan RDC .....	4
Fig I.4 Vue en élévation.....	4

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Fig II.1 Plancher à corps creux.....	9
Fig II.2 Dimensionnement des nervures.....	9
Fig II.3 Coupe transversale du plancher terrasse.....	12
Fig II.4 Coupe transversale du plancher étage courant.....	12
Fig II.5 Coupe transversale d'un mur de façade .....	13
Fig II.6 Surface revenant au poteau le plus sollicité.....	14
Fig II.7 Dimensionnement des voiles.....	19

## CHAPITRE III – CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Fig III.1 Dimensions de l'acrotère.....	20
Fig III.2 Actions agissant sur l'acrotère.....	21
Fig III.3 Dimensions de la section dangereuse de l'acrotère.....	21
Fig III.4 Ferrailage de l'acrotère.....	23
Fig III.5 Vue en plan de l'escalier.....	24
Fig III.6 Distribution des charges.....	25
Fig III.7 Dimensions de la paillasse et du palier.....	26
Fig III.8 Diagrammes des sollicitations à l'ELU.....	26
Fig III.9 Ferrailage des poutres palier .....	30
Fig III.10 Ferrailage de l'escalier .....	30

## CHAPITRE IV : LES PLANCHERS

Fig IV.1 Section de la poutrelle.....	30
Fig IV.2 Dispositions constructives concernant les armatures des poutrelles.....	36
Fig IV.3 Coupe de plancher corps creux .....	36
Fig IV.4 ferrailage de la dalle de compression.....	37
Fig IV.5 Distribution de moment.....	38
Fig IV.6 Dimensions du balcon.....	39
Fig IV.7 Ferrailage du balcon.....	40

## CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

Fig V.1 Modèle 3D du bâtiment R+10.....	42
Fig V.2 Translation selon X, et Y et rotation selon Z.....	43
Fig V.3 Diagramme de spectre de réponse.....	45
Fig V.4 Disposition des voiles.....	48

# Liste des Figures

## CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

<b>Fig VI.1</b>	Ferraillage des poteaux.....	58
<b>Fig VI.2</b>	Ferraillage de poutre principale.....	52
<b>Fig VI.3</b>	Ferraillage de poutre secondaire.....	62
<b>Fig VI.4</b>	Disposition des voiles.....	64
<b>Fig VI.5</b>	Contraintes développées dans le voile.....	65
<b>Fig VI.6</b>	Ferraillage du voile.....	66

## CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

<b>Fig VII.1</b>	Périmètre du contour cisailé voile.....	71
<b>Fig VII.2</b>	Périmètre du contour cisailé poteau.....	72
<b>Fig VII.3</b>	Radier.....	73
<b>Fig VII.4</b>	Désignation des panneaux.....	76
<b>Fig VII.5</b>	Dimensionne des panneaux.....	79
<b>Fig VII.6</b>	Mode d'appui de la nervure.....	82

# Liste des tableaux

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Tab II.1	Dimensions des poutres.....	10
Tab II.2	Charges d'exploitation.....	11
Tab II.3	Charges permanentes du plancher terrasse.....	12
Tab II.4	Charges permanentes du plancher courant et RDC.....	12
Tab II.5	Charges permanentes sur balcons.....	13
Tab II.6	Charge permanente due aux cloisons doubles.....	13
Tab II.7	Efforts revenant au poteau la plus chargé.....	15
Tab II.8	Section des poteaux des différents étages .....	17
Tab II.9	Vérification des poteaux au flambement.....	17
Tab II.10	Dimensions des sections adoptées pour des poteaux.....	18

## CHAPITRE III – CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tab III.1	Ferraillage de l'acrotère à l'ELU.....	22
Tab III.2	Vérification à l'ELS.....	22
Tab III.3	Charges permanentes sur volées.....	24
Tab III.4	Charges permanentes sur paliers.....	25
Tab III.5	Combinaisons des charges.....	25
Tab III.6	Sollicitations de calcul.....	26
Tab III.7	Calcul des armatures longitudinales à l'LEU.....	27
Tab III.8	Vérification à l'ELS.....	27
Tab III.9	Calcul de Sollicitation.....	28
Tab III.10	Calcul de ferraillage de la poutre palière à l'ELU.....	28
Tab III.11	Ferraillage transversal .....	29
Tab III.12	Vérification à l'ELS .....	29

## CHAPITRE IV : LES PLANCHERS

Tab IV.1	Combinaisons d'actions.....	32
Tab IV.2	Sollicitations de calcul des poutrelles à 6 travées.....	33
Tab IV.3	Sollicitations de calcul des poutrelles à 2 travées .....	34
Tab IV.4	Ferraillage longitudinale des poutrelles .....	36
Tab IV.5	Charge permanentes du garde-corps.....	38
Tab IV.6	Calcul du moment et de l'effort tranchant.....	39
Tab IV.7	Ferraillage du balcon à l'ELU.....	39
Tab IV.8	Calcul à l'ELS.....	40
Tab IV.9	Vérification à l'ELS.....	40

## CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

Tab V.1	Pénalité $P_q$ en fonction de critère de qualité.....	44
Tab V.2	Paramètres du spectre de réponse.....	45
Tab V.3	Spectre de réponse de calcul.....	45
Tab V.4	Période et facteur de participation massique.....	46
Tab V.5	Poids des différents niveaux.....	48
Tab V.6	Caractéristiques géométriques.....	50
Tab V.7	Forces sismiques à la base.....	51

# Liste des tableaux

<b>Tab V.8</b> Vérification des déplacements.....	51
<b>Tab V.9</b> Justification vis-à-vis l'effet P- $\Delta$ .....	50
<b>Tab V.10</b> Vérification de la stabilité au renversement.....	51

## CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

<b>Tab VI.1</b> Combinaisons des charges.....	54
<b>Tab VI.2</b> Section minimal et maximal de l'RPA.....	55
<b>Tab VI.3</b> Sollicitations des poteaux sous différents combinaisons.....	55
<b>Tab VI.4</b> Ferrailage longitudinale des poteaux.....	56
<b>Tab VI.5</b> Vérification à l'effort tranchant.....	56
<b>Tab VI.6</b> Déterminations du ferrailage transversal.....	57
<b>Tab VI.7</b> Ferrailage transversal minimal des poteaux selon les RPA 99.....	58
<b>Tab VI.8</b> Ferrailage transversal adopté pour les poteaux.....	58
<b>Tab VI.9</b> Combinaisons des charges.....	59
<b>Tab VI.10</b> Sollicitations des poutres (E.L.U, E.L.S).....	60
<b>Tab VI.11</b> Ferrailage longitudinal des poutres.....	60
<b>Tab VI.12</b> Récapitulatif des résultats de ferrailage longitudinale des poutres...	60
<b>Tab VI.13</b> Ferrailage transversal des poutres.....	61
<b>Tab VI.14</b> Vérification aux ELS.....	61
<b>Tab VI.15</b> Combinaisons des charges.....	62
<b>Tab VI.16</b> Caractéristique des voiles pleins.....	64
<b>Tab VI.17</b> Calcul des contraintes.....	64
<b>Tab VI.18</b> Calcul du ferrailage.....	65
<b>Tab VI.19</b> Caractéristiques géométriques des linteaux.....	66
<b>Tab VI.20</b> Sollicitations sur les linteaux.....	66
<b>Tab VI.21</b> Vérification des contraintes tangentielle.....	67
<b>Tab VI.22</b> ferrailage adopté.....	68

## CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

<b>Tab VII.1</b> Efforts à la base de la structure.....	70
<b>Tab VII.2</b> Vérification des contraintes.....	74
<b>Tab VII.3</b> Vérification au soulèvement.....	75
<b>Tab VII.4</b> Moments fléchissant développés au centre du panneau.....	77
<b>Tab VII.5</b> Ventilation des moments à l'ELU.....	78
<b>Tab VII.6</b> Ventilation des moments à l'ELS.....	78
<b>Tab VII.7</b> Ferrailage en travée [cm <sup>2</sup> ].....	79
<b>Tab VII.8</b> Ferrailage sur appui [cm <sup>2</sup> ].....	80
<b>Tab VII.9</b> Ferrailage adopté.....	80
<b>Tab VII.10</b> Transmission des charges.....	81
<b>Tab VII.11</b> Chargement équivalent exercé sur la travée « 1 » a l'ELU.....	82
<b>Tab VII.12</b> Moment fléchissant sur appuis et en travées.....	84
<b>Tab VII.13</b> Ferrailage sur appuis.....	84
<b>Tab VII.14</b> Ferrailage en travée.....	84

# INTRODUCTION

# Introduction générale

Les séismes ont souvent des conséquences catastrophiques sur les infrastructures socio-économiques d'un pays. En effet, en plus des pertes humaines très préjudiciables pour un pays, il faut aussi compter avec les pertes financières éventuelles, engendrées par la ruine ou l'endommagement des structures stratégiques du pays.

Pour cela il faut construire des bâtiments plus résistantes aux effets de séismes, et tant que notre projet est implanté dans la wilaya d'Alger où il y a insuffisance de terrain habitable, dans ce but on a avantagé la construction des tours (construction verticale).

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix à cause des dégâts que peut subir ces constructions lors d'un séisme, donc il faut bien construire selon les normes parasismiques en vigueur.

Les buts visé à travers cette étude est d'assurer une construction stable et résistante lors d'un séisme majeur, on prend on compte l'économie du coût de revient de ce projet, on ne négligeant pas le confort et l'esthétique de notre ouvrage.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implanté dans une zone de forte sismicité, comportant un RDC et 10 étages et qu'est en de réalisation à ALGER.

Ce mémoire est constitué de 7 chapitres

- ◆ Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ◆ Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- ◆ Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers).
- ◆ Le 4<sup>ème</sup> chapitre étudie de planchers (corps-creux, dalle pleine)
- ◆ Le 5<sup>ème</sup> chapitre portera sur l'étude sismique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de

# Introduction générale

ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS.

- ◆ Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le 6<sup>ème</sup> chapitre.
- ◆ Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

## CHAPITRE I

# PRÉSENTATION DU PROJET



## 1. Introduction

Le projet s'inscrit le cadre d'une promotion immobilière constituée de 40 logements distribués sur 10 niveaux et locaux commerciaux au rez-de-chaussée. Cette promotion est située dans la commune de Gué de Constantine wilaya d'Alger.

## 2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment (R+10) à usage mixte composé d'un rez-de-chaussée destiné à l'usage commercial, et de dix niveaux qui sont des logements.

Le bâtiment est classé en groupe d'usage 2B, (Bâtiment à usage d'habitations + locaux commerciaux avec une hauteur dépassant pas 48 m).

L'implantation du projet est dans la wilaya d'Alger qui est classée comme une zone de forte sismicité (Zone III) d'après les nouveaux règlements parasismiques algériens RPA99 modifiée en 2003.



**Fig I.1** Plan de situation du projet

La configuration du bâtiment présente une régularité en élévation et une régularité en plan. Les figures qui suivent illustrent les plans du bâtiment.

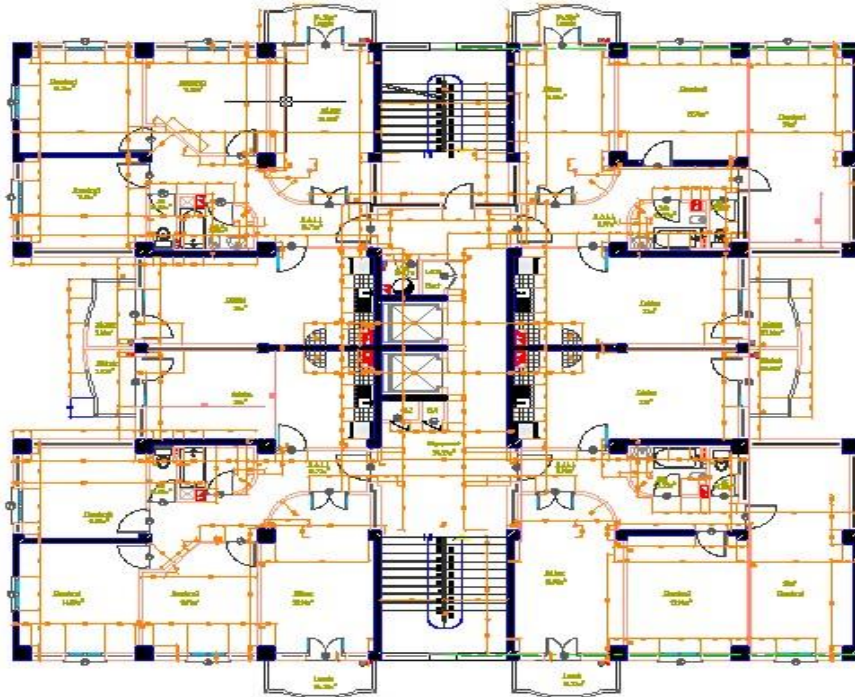


Fig I.2 Plan étage courant

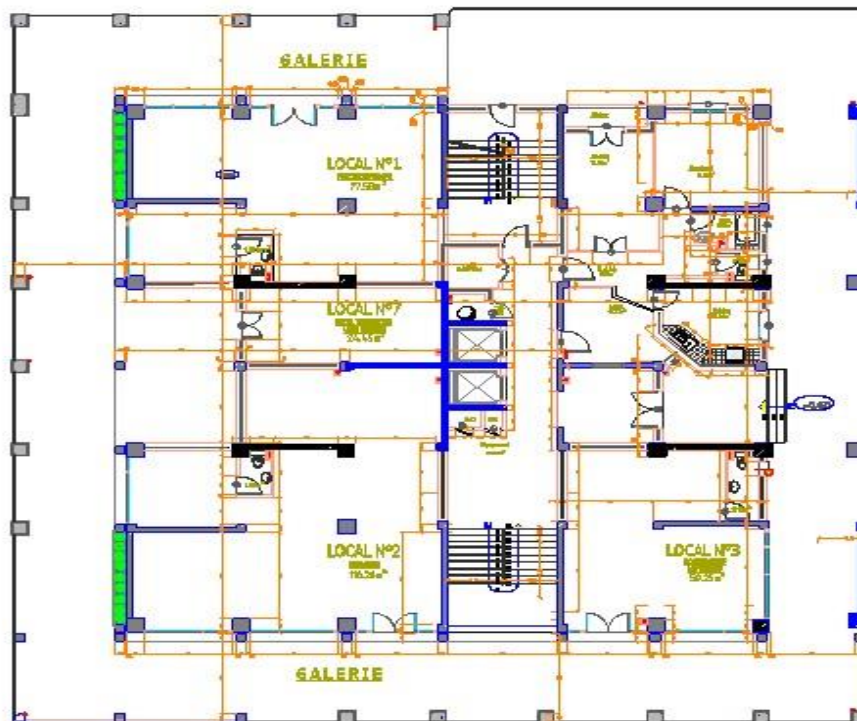


Fig I.3 Plan RDC



Fig.I.4 Vue en élévation

## 2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment

### 2.1.1 Dimensions en plan

- Largeur du bâtiment  $l=21.7$  m.
- Longueur du bâtiment  $L= 24.45$  m.

### 2.1.2 Dimensions en élévation

- Hauteur d'étage courant et RDC : 3.06 m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère :  $H = 33.66$  m

## 2.2. Choix structural

La structure est composée d'un système porteur mixte portiques-voiles.

Le rôle du système porteur est de stabiliser le bâtiment et de résister aux efforts horizontaux provoqués par les actions horizontales (vent, séisme) et aux efforts verticaux dû aux charges verticales (permanentes et d'exploitation).

## 2.3. Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- ✓ Plancher corps creux
- ✓ Dalle pleine (balcon)

## 2.4 Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est la brique creuse. Pour notre ouvrage, nous avons deux types de murs.

### 2.4.1 Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide ; ce sont des murs à double cloison composés de :

- ✓ Une cloison en briques creuses à 12 trous de **15 cm** d'épaisseur ;
- ✓ Une lame d'air de 5cm d'épaisseur ;
- ✓ Une cloison en briques à 8 trous de 10 cm d'épaisseur.

### 2.4.2 Murs intérieurs

Les cloisons de séparation sont **10cm** d'épaisseur.

## 2.5 Acrotère

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 50 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

## 2.6 Escaliers

Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers droits à deux volées et palier intermédiaire.

## 3. Caractéristiques des matériaux

### 3.1. Résistance du béton

#### A/Résistance à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours dite valeur caractéristique notée  $f_{c28}$  ;

$$\text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} ;$$

$$\text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} ; \text{ pour } j \leq 28$$

$$\text{Pour } j \geq 60 \text{ jours} \quad f_{cj} = 1,1f_{c28}$$

Dans nos calculs, on va considérer une résistance facilement atteinte sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier, donc  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

## B/ Contraintes limites

### ➤ Etat limite ultime (ELU)

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28} = \begin{cases} 14.16 \text{ MPa;} & \text{Cas général } (\gamma_b=1,5) \\ 18.52 \text{ MPa;} & \text{En situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

### ❖ Module de déformation longitudinale instantanée : **CBA93 (Art A.2-1-2-1)**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

### ❖ Module de déformation longitudinale différée du béton $E_{vj}$ : **CBA93 (Art A-2-1-2-2)**

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10118.86 \text{ MPa.}$$

### ➤ Etat limite de service (ELS).

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$
- $\nu = 0.2$

## C/Résistance à la traction

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Coefficient de Poisson  $\nu = 0$

## 3.2. Acier

L'acier doit être conforme aux normes, article A.2.2 du CBA93

Les aciers utilisés ont les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Acier rond lisse → pour les armatures transversales  $f_e = 340 \text{ MPa.}$
- Acier de haute adhérence HA → pour les armatures Longitudinale  $f_e = 400 \text{ MPa.}$

### ✚ Etat limite ultime (ELU)

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{cas général } (\gamma_s = 1.15) \\ 400 \text{ MPa} & \text{En situation accidentelle } (\gamma_s = 1) \end{cases}$$

## ✚ Etat limite de service (ELS)

Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \min \left( \frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right)$

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \min \left( \frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta f_{t28}} \right)$

$\eta$  : coefficient de fissuration  $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA).} \end{array} \right.$

## 4. Caractéristiques du sol d'assise.

La capacité portante admissible du sol d'assise, obtenue après les investigations géotechniques est de 2 bars. Il est meuble, ce qui le classe dans la catégorie S3.

L'ancrage des fondations est pris égal à 2.0 m en partant de l'état actuel du terrain, et ce après le terrassement d'éventuel remblai existant.

## CHAPITRE II

# PRÉ-DIMENSIONNEMENT ET DÉCENTE DE CHARGES

## 1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure (poutres, poteaux, voiles et autres), passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé prédimensionnement, pour déterminer une épaisseur économique, en respectant les règlements **RPA99 version 2003**, **CBA93** et **BAEL91**

## 2. Prédimensionnement des planchers

Un plancher d'habitation est un air plan, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

### 2.1 Prédimensionnement plancher à Corps creux

Pour les planchers à corps creux la limitation de la flèche donne :

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

Pour assurer la vérification de la flèche.  $L_{max} = 4$  m

$$\text{Donc : } \frac{400}{25} \leq h \leq \frac{400}{20}$$

Alors :  $16 \leq h \leq 20$

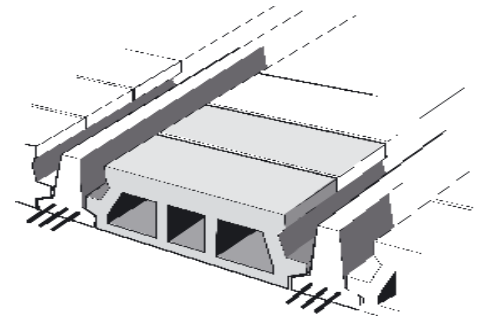


Fig II.1 Plancher à corps creux

On prend :  $h_t = 20\text{cm}$ . Soit un plancher à corps creux : **(16+4)cm**

### 2.2 Dimensionnement les nervures

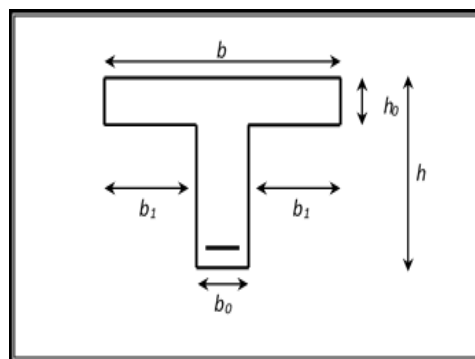


Fig II.2 Dimensionne des nervures



D'après les conditions suivantes :

Selon le **BAEL 91**:

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq (L_0 / 2) = (b - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

On prend  $b_0 = 12\text{cm}$

$$b_1 \leq \frac{L_0}{2} \quad \text{Avec } L_0 : \text{ largeur de corps creux}$$

$$L_0 = b - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm} / \quad b : \text{ la distance entre le mortier de deux corps creux}$$

$$b_1 = \frac{l_0}{2} = \frac{53}{2} = 26.5\text{cm}$$

$$b_1 = 400 / 10 = 40$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ la plus grand portée } L = 4 \text{ m.}$$

$$\text{D'où } b_1 = 26.5 \leq 40\text{cm}$$

### 3. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments de type barre faisant partie de la structure, leur rôle est la transmission des charges et surcharges appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux).

Selon le **RPA (version 2003) (art 7-5-1)** et les règles de **BAEL 91** les conditions à respecter pour dimensionner les poutres sont les suivantes :

$$\begin{aligned} L/15 \leq h \leq L/10 & \quad \text{pour les bâtiments à usages d'habitation} \\ 0.2 h \leq b \leq 0.7 h & \quad L : \text{ portée maximale de la poutre.} \end{aligned}$$

Après les calculs en résumé les résultats dans le tableau suivant :

**Tab II.1** Dimensions des poutres

	Sens	Lmax [m]	Dimensions [cm <sup>2</sup> ]
<b>Poutres principales</b>	Parallèle à XX	4.25	(35x45)
<b>Poutres secondaires</b>	Parallèle à YY	4.00	(30x40)

Vérification de **RPA 99 (Article 7.5.1)** pour zone **III**

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm}$  (vérifiée)
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm}$  (vérifiée)
- ✓  $h/b \leq 4 \text{ cm}$  (vérifiée)

### 4. Evaluation des charges

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitation.

#### 4.1. Charges d'exploitation Q

Les charges d'exploitation sont généralement définies dans les pièces du marché en fonction de l'utilisation future des locaux. Il faut faire attention aux changements de destination des locaux durant la phase d'exploitation de l'ouvrage. On prendra les valeurs données dans le **tab II.2** pour le bâtiment étudié

**Tab II.2** Charges d'exploitation

Nature du local	Charge en [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Terrasse inaccessible</b>	1,0
<b>Balcons d'habitation</b>	3.5
<b>Habitation</b>	1.5
<b>Escalier</b>	2.5
<b>Commerces</b>	4

#### 4.2 Charges permanentes G

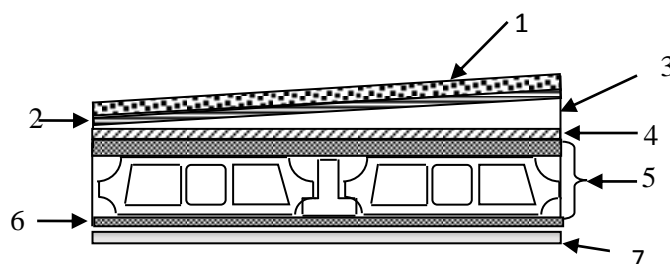
Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

##### 4.2.1 Plancher terrasse

La charge permanente et exploitation du plancher terrasse sont résumées dans le tableau (**Tab II.3**) et schémas est représenté coupe du plancher terrasse (**Fig II.3**).

**Tab II.3** Charges permanentes du plancher terrasse

Couche	e [cm]	$\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Protection gravillon roulée 8/18	5	17	0,85
Etanchéité multicouches	2	6	0,12
Béton de pente	10	22	2,20
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Plancher à corps creux	16+4	-	2.80
Enduit (plâtre)	2	10	0.20
			<b>G = 6.33kN/m<sup>2</sup></b>



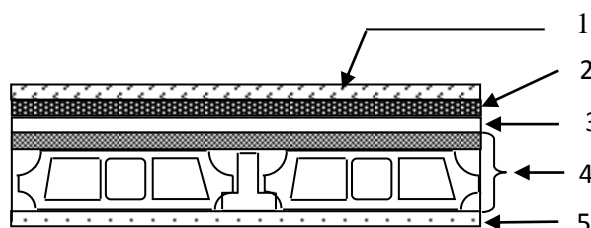
**Fig II.3** Coupe transversale du plancher terrasse

## 4.2.2 Plancher courant et RDC

La charge permanente du plancher courant et RDC sont résumées dans le tableau (**Tab II.4**) et schémas du plancher terrasse est représenté dans la figure (**Fig II.4**).

**Tab II.4** Charges permanentes du plancher courant et RDC

Couche	e [cm]	$\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Plancher à corps creux	16+4	-	2.80
Enduit en plâtre	2	10	0.20
Cloisons	-	-	1.00
			<b>G= 5.2 kN/m<sup>2</sup></b>



**Fig II.4** Coupe transversale du plancher étage courant

### 4.2.3 Balcons

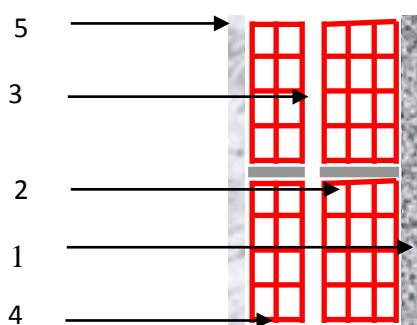
La charge permanente et exploitation sur balcons et RDC sont résumées dans le tableau (Tab II.4)

Tab II.5 Charges permanentes sur balcons

Couche	e [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Dalle pleine	12	3.00
Enduit de ciment	2	0.40
		<b>G = 4.60kN/m<sup>2</sup></b>

### 4.2.4 Murs extérieurs

De l'extérieur vers l'intérieur on à :



Tab II.6 Charge permanente due aux cloisons doubles

Couche	e [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
1-Enduit de plâtre	2	0.2
1-Enduit de ciment	1.5	0.27
2-Brique creuse	15	0.9
3-Lame d'air	5	-
4-Brique creuse	10	1.35
5-Enduit de ciment	1.5	0.27
		<b>G=2.99 kN/m<sup>2</sup></b>

Fig II.5 Coupe transversale d'un mur de façade

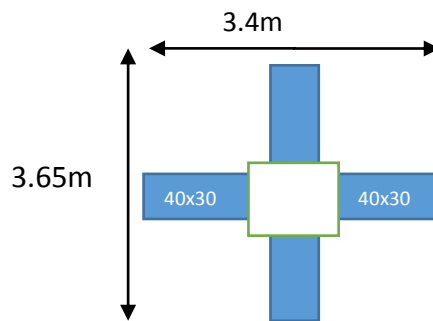
## 5. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont prédimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; On effectue une descente de charge tous en appliquant une dégression des charges d'exploitation.

### 5.1. Charges permanentes revenant au poteau le plus sollicité

Le poteau le plus chargé dans notre cas est celui qui supporte la plus grande surface

$$S = 12.41 \text{ m}^2$$



**Fig II.6** Surface revenant au poteau le plus sollicité

- Sous la terrasse
  - Plancher :  $6.33 \times 12.41 = 78.55$  KN
  - Poutre principale :  $[0.45 \times 0.35] \times 3.4 \times 25 = 13.38$  KN
  - Poutre secondaire :  $[0.30 \times 0.40 \times 3.65] \times 25 = 10.95$  KN

$$\mathbf{G = 102.88 \text{ kN}}$$

- Entre 2 niveaux courants et RDC
  - Plancher :  $5.2 \times 12.41 = 64.53$  kN
  - Poutre principale : 13.38 kN
  - Poutre secondaire : 10.95 kN
  - Poteau :  $0.5 \times 0.5 \times 25 \times (3.06 - 0.4) = 16.62$  KN

$$\mathbf{G = 105.48 \text{ kN}}$$

## 5.2 Surcharges revenant au poteau

La dégression de charges d'exploitations se fait comme indiqué dans **l'article 6.3 du DTR BC22** :

Sous la terrasse  $Q_0$

Sous le 10<sup>ème</sup> :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 9<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 8<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 7<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 6<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs :  $Q_i + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

n : numéro de l'étage à partir du sommet du bâtiment.

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge

### 5.3 Calcul de l'effort normal maximal à l'ELU

L'effort normal maximal à l'ELU,  $N_u = 1,35G + 1,5Q$  est calculé tenant compte de la règle de dégression verticale.

**Tab II.7** Efforts revenant au poteau le plus chargé

Niveau	$G_i$ [kN]	$G_{cumulé}$ [kN]	$Q_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_{cumulé}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_{cumulé}$ [kN]	$N_u$ [kN]	$1.15 N_u$ [kN]
Terrasse	102.88	102.88	1	1	12.41	157.50	<b>181.12</b>
10	105.48	208.36	1.5	2.5	31.02	327.81	<b>376.98</b>
9	105.48	313.84	1.5	3.85	47.77	495.34	<b>569.63</b>
8	105.48	419.32	1.5	5.05	62.67	660.09	<b>759.10</b>
7	105.48	524.80	1.5	6.1	75.70	822.03	<b>945.33</b>
6	105.48	630.28	1.5	7	86.87	981.18	<b>1128.36</b>
5	105.48	735.76	1.5	7.75	96.17	1137.53	<b>1308.10</b>
4	105.48	841.24	1.5	8.45	104.86	1292.96	<b>1486.90</b>
3	105.48	946.72	1.5	9.24	114.66	1450.06	<b>1667.57</b>
2	105.48	1052.20	1.5	10.045	124.65	1607.44	<b>1848.56</b>
1	105.48	1157.68	4	12.37	135.51	1766.13	<b>2031.05</b>

### 5.4 Calcul de la section des poteaux

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par l'article **7.4.1/RPA99**. En zone III, les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm}$
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$
- $1/4 < a / b < 4$

Avec : **a, b** : dimensions de la section.

**h<sub>e</sub>** : hauteur d'étage.

Nous optons pour des poteaux carrés ( $a=b$ )

D'après l'article **B.8.4.1** du **CBA 93**, l'effort normal ultime agissant dans un poteau doit être au plus égal à :

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

▪ **N<sub>u</sub>** : Effort normal maximal à l'ELU

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge

- $B_r$ : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduite de 2 cm,  $[B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2]$ .
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ : résistance à la compression de béton.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$ : limite d'élasticité de l'acier utilisé.
- $\gamma_b = 1,5$  coefficient de sécurité du béton.
- $\gamma_s = 1,15$  coefficient de sécurité de l'acier.
- $\alpha$  coefficient dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = 0,60(50/\lambda)^2 \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2(\lambda/35)^2)} \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50. \end{cases}$$

On se fixe l'élanement mécanique  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans la compression centrée.  $\alpha = 0.7$

- D'après le **BAEL91**:  $A_s/B_r = 1\%$  avec  $B_r = (a-2)^2$
- D'après le **RPA 99 (art 7.4.2.1)** pour la **zone III** :  $A_{\min} = 0,9\%B$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B_r} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)}$$

$$B_r \geq 0,065.N_u \quad N_u \text{ en kN et } B_r \text{ en cm}^2$$

- Pour une section carrée  $B_r = (a-0,02)^2$  d'où :  $a = b = \sqrt{B_r} + 2$  (en cm).

$$N_u = 2031.05 \text{ kN} = 2.03 \text{ MN}$$

$$B_r = 0,065.N_u = 0,065 \times 2.03 = 0.131 \text{ m}^2$$

**Tab II.8** Section des poteaux des différents étages

Niveau	1.15 N <sub>u</sub> [kN]	Br [m <sup>2</sup> ]	(a × b) [cm <sup>2</sup> ] section adoptée
Sous la terrasse	181.12	0.011	35x35
sous le 10 <sup>ème</sup> étage	376.98	0.024	35x35
sous le 9 <sup>ème</sup> étage	569.63	0.037	35x35
sous le 8 <sup>ème</sup> étage	759.10	0.050	40x40
sous le 7 <sup>ème</sup> étage	945.33	0.061	40x40
sous le 6 <sup>ème</sup> étage	1128.36	0.073	40x40
sous le 5 <sup>ème</sup> étage	1308.10	0.084	45x45
sous le 4 <sup>ème</sup> étage	1486.90	0.096	45x45
sous le 3 <sup>ème</sup> étage	1667.57	0.107	45x45
sous le 2 <sup>ème</sup> étage	1848.56	0.120	50x50
sous le 1 <sup>er</sup> étage	<b>2031.05</b>	0.131	50x50

## 5.5. Vérification

- Pour une section (50x50) ; B=0.25m<sup>2</sup> la condition  $N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$

N<sub>u</sub> = 2.03MN ≤ 3.78 MN (vérifiée)

- **Poteau**

- Min (a, b) ≥ 30cm (vérifiée)
- Min (a, b) ≥ h<sub>e</sub> / 20 (vérifiée)
- 1/4 < a / b < 4 (vérifiée)
- Critère de flambement

$$L_f = 0,7 \times (3,06) \rightarrow L_f = 2,14m$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \lambda = \frac{L_f}{i} < 35$$

**Tab II.9** Vérification des poteaux au flambement.

Niveau	a×b [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>0</sub> [m]	L <sub>f</sub> [m]	B[m <sup>2</sup> ]	i	λ	Condition
Poteau du (RDC ,1 <sup>er</sup> ) étage	50x50	3.06	2.14	0,25	0.14	15.28	✓
Poteau du (2, 4 <sup>ème</sup> ) étage	45x45	3.06	2.14	0.20	0.13	16.46	✓
Poteau du (4, 7 <sup>ème</sup> ) étage	40x40	3.06	2.14	0.16	0.11	19.45	✓
Poteau du (8, 10 <sup>ème</sup> ) étage	35x35	3.06	2.14	0.12	0.10	21.4	✓



## Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge

- Afin d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = N_u / A_b \cdot f_{c28} \leq 0.3$$

**Tab II.10** Dimensions des sections adoptées pour des poteaux.

Section	50x50	45x45	40x40	35x35	condition
v	0.28	0.25	0.23	0.18	✓

### 6. Prédimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'**article 7-7-1** du **RPA99/Version 2003**. Ils servent d'une part à contreventement le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

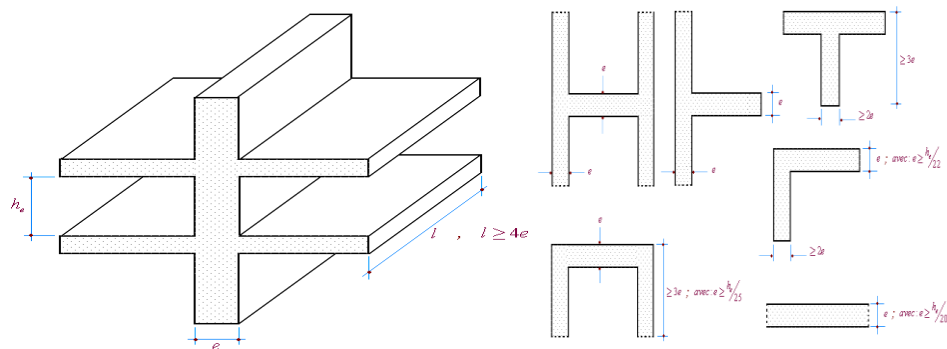
D'après le **RPA99/Version2003, article 7-7-1** "les éléments satisfaisant les conditions (**L > 4e**) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires."

**Avec:** L : portée du voile

e: épaisseur du voile.

L'article **7-7-1 RPA/Version 2003** exige une épaisseur minimale de **15 cm**.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h<sub>e</sub>**, et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiqué sur la figure (fig II.7)



**Fig II.7** Dimensionnement des voiles

Avec  $h_e = 306$  cm et  $h_e = 357$  cm

Donc :  $e \geq \max (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20) \rightarrow e \geq (12.24 ; 13.90 ; 15.30)$

Alors :

**e=20cm.**

On adopte (e=20) cm pour tous les voiles comme première proposition, avec possibilité de modification, selon les résultats de l'étude dynamique.

## CHAPITRE III

# CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

## 1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font partie ni du système de contreventement ni du système porteur. Leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers ; ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons ...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.).

## 2. Acrotère

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- ✓ Son poids propre sous forme d'efforts normaux verticaux.
- ✓ Une charge d'exploitation horizontale égale à 1 kN/ml due à la main courante.
- ✓ Une force sismique :  $F_p = 4 A C_p W_p$

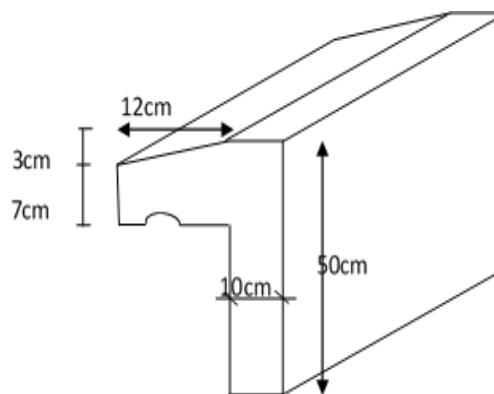


Fig III.1 Dimensions de l'acrotère.

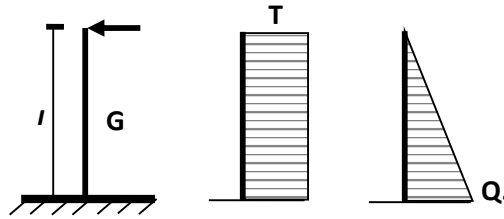
### 2.1. Evaluation des sollicitations

La surface de l'acrotère  $S$  est calculée comme suit :

$$S = 0.1 \times 0.5 + 0.07 \times 0.12 + 0.03 \times 0.12 \times 0.5 = 0.0602 \text{ m}^2$$

Son poids  $G$  est :  $G = 0.0602 \times 25 = 1.505 \text{ kN/ml}$

- Poids propre de l'acrotère :  $G = 1.505 \text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$
- D'où l'effort normal dû au poids propre :  $N_G = 1.505 \text{ kN/ml}$
- Moment fléchissant dû à la surcharge :  $M_Q = Q \times h = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ kN.m/ml}$
- L'effort tranchant :  $V = Q = 1 \text{ kN/ml}$



**Fig III.2** Actions agissant sur l'acrotère

### 2.2 Combinaison des charges

- **A l'ELU**

- $N_u = 1,35 N_G = 2.03 \text{ kN/ml}$ .
- $M_u = 1,5 M_Q = 0.75 \text{ kN.m/ml}$ .
- $V_u = 1.5 V = 1.5 \text{ kN/ml}$ .

- **A l'ELS**

- $N_{ser} = 1 \times N_G = 1.505 \text{ kN/ml}$
- $M_{ser} = 1 \times M_Q = 0.5 \text{ kN.m/ml}$
- $V_{ser} = 1 \times V = 1 \text{ kN/ml}$

### 2.3 Calcul du ferrailage

#### ❖ Vérification au séisme

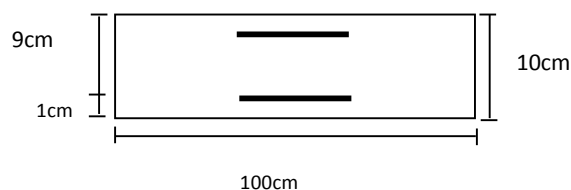
La vérification des éléments ancrés à la structure sous l'effet de la composante horizontale de la charge sismique est donnée par le RPA99 article 6.2.3 :  $F_p = 4A C_P W_P$ . Dans notre cas :

- $C_P = 0.8$  ; facteur de la force horizontale (RPA 99 Tableau 6.0 ; élément en console)
- $A = 0.25$  ; coefficient d'accélération de zone (III) groupe d'usage 2
- $W_P$  : poids de l'acrotère :  $W_P = G = 1,505 \text{ kN}$

On trouve  $F_p = 4 \times 0.8 \times 0.25 \times 1.505 \Rightarrow F_p = 1.204 \text{ kN} < 1.5 Q = 1.5 \text{ kN/ml}$  (**vérifiée**)

L'acrotère est sollicité en flexion composée, sous l'effet de la force sismique  $F_p$  et le poids propre  $G$ , et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Les dimensions de l'acrotère :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 10 \text{ cm}$  ;  $d = 9 \text{ cm}$ .



**Fig III.3** Dimensions de la section dangereuse de l'acrotère

### ❖ Ferrailage à L'ELU

- Calcul de l'excentricité :

$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.03} = 0.39 \text{ m}$   $\longrightarrow$  La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliquée à l'extérieur de noyau central.

$$\frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.016 \text{ m}$$

**Tab III.1** Ferrailage de l'acrotère à l'ELU

Pivot A		$\sigma_s$ [MPa]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
$\mu=0.0065$	$\alpha=0.0081$	348	0	0.24

### ❖ Vérification de la condition de non-fragilité

D'après l'article A.4.2.1 du BEAL 91/99 :

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$A_{smin} \geq A_s$  condition non vérifiée donc on prend la section minimal  $A_s = 1.08 \text{ cm}^2$

### ❖ Vérification à l'ELS

Les résultats sont données dans le tableau (III.2)

**Tab III.2** Vérification à l'ELS

	$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	$\sigma_{st adm}$ [MPa]	Y [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_b$ [MPa]
<b>ELS</b>	15	201.6	1.55	1023.26	54.6	0.75

La vérification à l'ELS est satisfaite.

### ❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour une fissuration préjudiciable et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$V_u = 1.5 \text{ kN}$  donc  $\Rightarrow \tau_u = 0,016 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$  ; Pas de risque de cisaillement.

### ❖ Choix des armatures

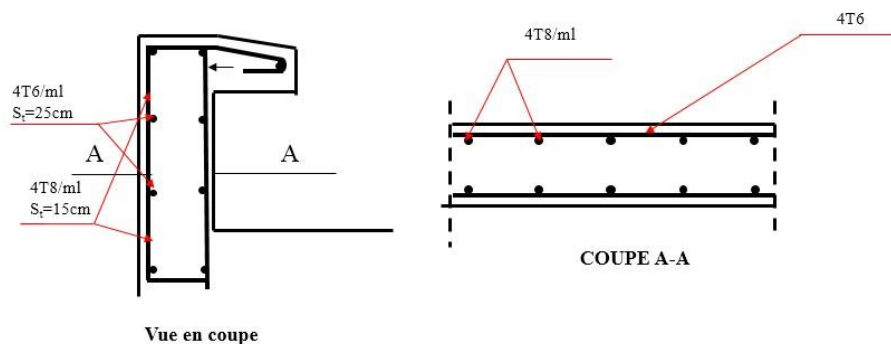
On devra utiliser la section minimale d'armatures (condition de non-fragilité)

- Armatures verticales :  $A_s = 1.08 \text{ cm}^2$  **4HA8** ( $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ ) ;

Espacement :  $S_t \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 30\text{cm} \rightarrow S_t = \mathbf{25\text{cm}}$

- Armatures de répartition  $A \geq \frac{A_s}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$

Soit  $A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (**4HA6**)  $\rightarrow S_t = \mathbf{15\text{cm}}$



**Fig III.4** Ferrailage de l'acrotère

### 3. Escaliers

Les escaliers sont des éléments qui permettent le passage d'un niveau à l'autre et la circulation piétonne verticale des personnes.

#### 3.1. Caractéristiques géométriques

La relation la plus connue et la plus utilisée pour déterminer les dimensions des gradins est la relation de Blondel. Elle est déduite des pas d'un homme qui sont de 50 cm environ :  $\mathbf{60 \leq 2h+g \leq 65 [cm]}$ .

On doit s'assurer que les dimensions choisies sont dans les intervalles suivants :

- Hauteur ou contremarche :  $14 \leq h \leq 20$  on prend  $\mathbf{h = 17 \text{ cm}}$
- Giron ou largeur de la marche :  $25 \leq g \leq 32$  on prend  $\mathbf{g = 30 \text{ cm}}$
- Hauteur d'étage :  $h_e = 3.06\text{m}$
- Emmarchement :  $\mathbf{1.8\text{m}}$
- Nombre de contremarches :  $h_e = 3.06\text{m} : N = h_e/2 \times 0.17 = \mathbf{9}$  ;

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Nombre de marches :  $N' = N - 1 = 8$ .

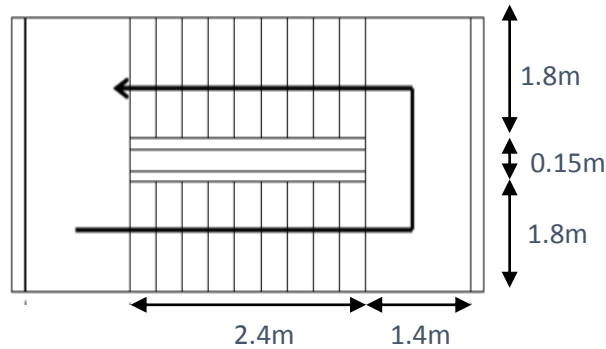


Fig III.5 Vue en plan de l'escalier

### 3.2. Prédimensionnement de la paillasse et du palier

La paillasse est une dalle pleine appuyée sur 2 cotés, son épaisseur est calculée à l'aide des formules de prédimensionnement des dalles soit :

- $L_p/30 \leq e_p \leq L_p/20$  ; où  $L_p$  est la longueur de la paillasse
- L'inclinaison de la paillasse est :  $\text{tg}\alpha = h/g = 17/30 = 0.56$  ;  $\alpha = 29.54^\circ$ .
- D'où la longueur de la paillasse :  $\sin\alpha = h_e/2L_p$  ; Donc  $L_p = h_e/2\sin\alpha = 3.103$  m.  
Donc l'épaisseur de la paillasse sera  $0.103 \leq e_p \leq 0.155$

On prendra  $e_p = 15$  cm, valeur qui sera aussi adoptée pour le palier de repos.

### 3.3. Evaluation des charges et surcharges

#### 3.3.1. Volées

La charge sur les volées dans le tableau III.3, et les charges permanents sont données dans le tableau II.2

Tab III.3 Charges permanentes sur volées

Couche	e [cm]	$\rho$ [kN/m <sup>2</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Poids du gradin	17/2=8.5	22	1.87
Poids propre de la paillasse	15/cos $\alpha$	25	4.31
Garde-corps métallique	-	-	1
Enduit ciment	2	20	0.4
			<b>G<sub>1</sub>=8.78kN/m<sup>2</sup></b>



## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

### 3.3.2 Paliers

Les dimensions des paliers sont : Largeur: 1.4 m Longueur : 3.95m

**Tab III.4** Charges permanentes sur paliers

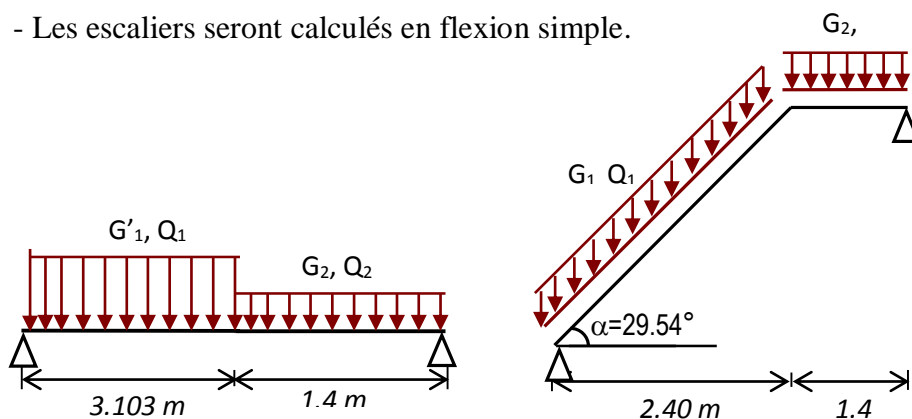
Couche	e [cm]	$\rho$ [kN/m <sup>2</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit ciment	2	20	0.4
			<b>G<sub>2</sub>=5.35kN/m<sup>2</sup></b>

### 3.4 Calcul du palier et de la paillasse

Les escaliers sont de type classique et pratique du fait du caractère répétitif lors de la réalisation, ainsi que l'avantage qu'ils apportent en matière de finition. Les paillasses reposent simplement sur les paliers.

- La fissuration étant peu nuisible, la combinaison choisie est celle de l'état limite ultime  $q_i=1.35G_i+1.5Q_i$

- Les escaliers seront calculés en flexion simple.



**Fig III.6** Distribution des charges

#### 3.4.1 Combinaisons des charges

On a pour la Paillasse :  $G'_1 = 8.78 \times \cos(29.54^\circ) = 7.64 \text{ kN/m}^2$

**Tab III.5** Combinaisons des charges

	G [kN/m <sup>2</sup> ]	Q [kN/ml]	$q_u$ (ELU) [kN/ m <sup>2</sup> ]	$q_{ser}$ (ELS) [kN/ m <sup>2</sup> ]
<b>Paillasse</b>	8.78	2.5	15.60	11.28
<b>Palier</b>	5.35	2.5	10.97	7.85

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

### 3.4.2 Ferrailage de la paillasse et du palier

Pour le calcul, on prend la valeur la plus grande  $\varphi$  entre la paillasse et le palier

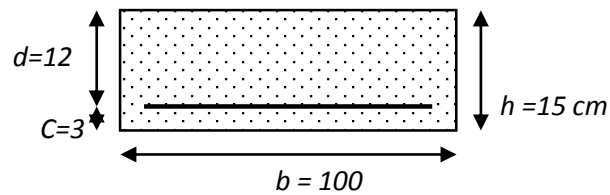


Fig III.7 Dimensions de la paillasse et du palier

Tab III.6 Sollicitations de calcul

	$M_{\max}$ [kN.m]	$V_{\max}$ [kN]	$M_u^t = 0.80 M_0$ [kN.m]	$M_u^a = 0.50 M_0$ [kN.m]
<b>ELU</b>	39.48	35.1	31.58	19.74
<b>ELS</b>	25.66	22.81	20.52	12.83

$$q_u = 15.60 \text{ kN/ml}$$

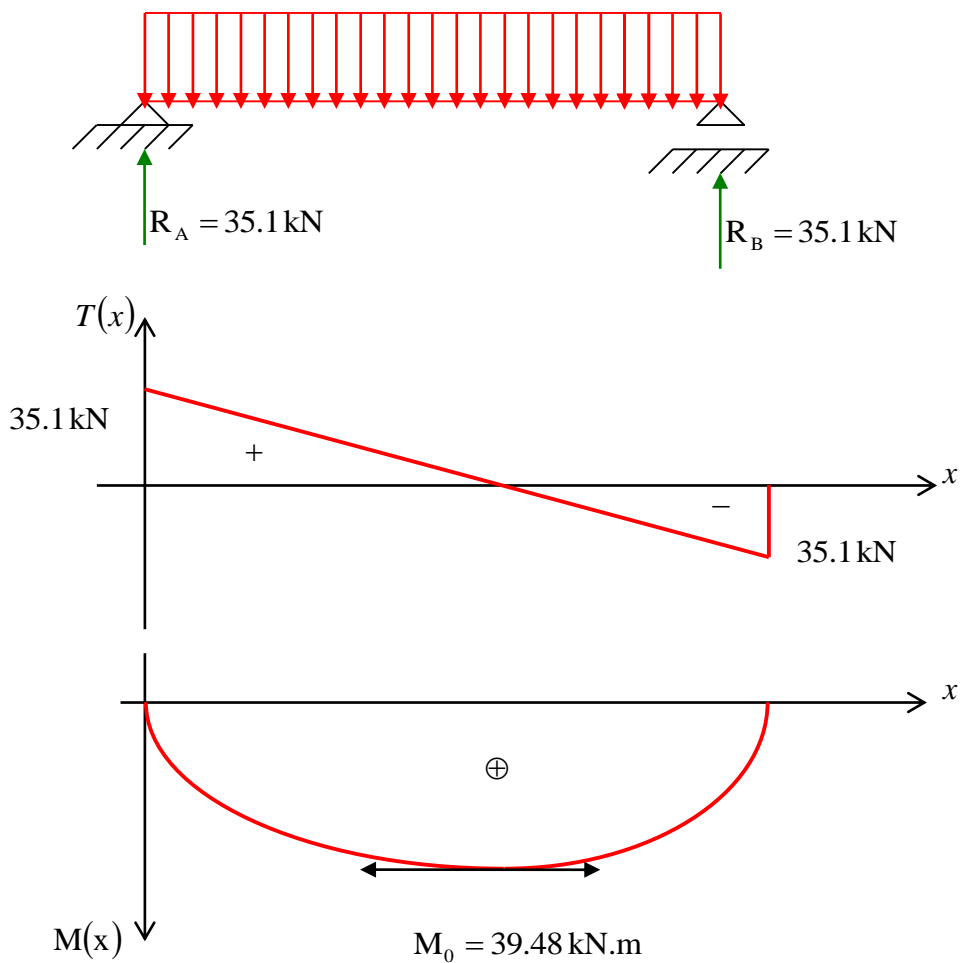


Fig III.8 Diagrammes des sollicitations à l'ELU

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

**Tab III.7** Calcul des armatures longitudinales à l'LEU

ELU			En travée		Sur appui	
		$M_u$ [kN.m]		31.58		19.74
	$\mu_{bu}$		0.155		0.097	
	Pivot A →	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	0		0	
	$\alpha$		0.211		0.127	
	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> /ml]		8.36		4.98	
CNF	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]		1.45		1.45	
	$(A_{st})_{théor} > A_{min}$		Condition vérifiée		Condition vérifiée	
	Section [m <sup>2</sup> ]	$S_t$ [cm]	6HA14=9.23	16	6HA12=6.16	16
	$A_{rep} = A_{choisi} / 4$ [m <sup>2</sup> ]		2.30		1.54	
	Section [m <sup>2</sup> ]	$S_{répa}$ [cm]	6HA8=3.01	16	4HA8=2.01	25

**Tab III.8** Vérification à l'ELS

ELS	$0.5by^2 + 15A_s (y-d)=0$ [cm]		4.54	2.87
	$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15A_s (d - y)^2$ [cm <sup>4</sup> ]		10824.18	8490.16
	$M_s$ [kN.m]		20.52	12.83
	$\sigma_{bc} = M_s \cdot y / I$ [MPa]		8.60	4.33
	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]		15	15
	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$		Condition vérifiée	Condition vérifiée
	$\sigma_s = 15.M_s (d-y)/I$ [MPa]		212.13	206.95
	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]		348	348
	Section finale		6HA14	6HA12

**Remarques :** CNF = condition de non-fragilité

$A_{rep}$  = aciers de répartition

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad ; V_u = 39.30 \text{ kN} ; \tau_u = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{vérifiée})$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

### 3.5 Etude de la poutre palière

La poutre palière sera simplement appuyée sur les poteaux.

#### 3.5.1 Prédimensionnement de la poutre

Les dimensions sont déterminées comme suit :

$L/15 \leq h \leq L/10$  ; avec  $L = 3.75 \text{ m}$  donc :

$$25 \leq h \leq 37 \quad \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

$$b \geq \frac{h}{2} \quad \text{On prend } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

#### 3.5.2 Calcul de la charge

La poutre palière supporte son poids propre et la réaction du palier et de la volée.

- Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.625 \text{ kN/ml}$
- Réaction (palier + volée) :  $R = 31.63 \text{ kN}$  et  $q = R/L = 31.63/3.75 = 8.43 \text{ kN/ml}$
- Mur extérieur  $G = 2.99 \text{ kN/m}^2/\text{ml}$
- Charge totale :  $G_{\text{tot}} = 14.04 \text{ kN/ml}$  ;  $Q = 2.5 \text{ kN/ml}$

**Tab III.9** Calcul des sollicitations

	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b><math>q_u</math> [kN/ml]</b>	22.71	16.54

#### 3.5.3 Ferrailage de la poutre palière

##### ➤ Ferrailage longitudinal

Le ferrailage longitudinal est déterminé par la méthode BAEL91. Il est donné dans le tableau III.10

**Tab III.10** Ferrailage de la poutre palière à l'ELU

	<b>Sur appui</b>	<b>En travée</b>
<b><math>M_u</math> [kN.m]</b>	35.92	7.98
<b><math>\mu</math></b>	0.060	0.013
<b><math>\alpha</math></b>	0.078	0.017
<b><math>A_s</math> [cm<sup>2</sup>]</b>	2.83	0.61
<b>CNF</b>	vérifiée	vérifiée

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

CNF : Condition de Non-Fragilité

$$A_{\min} = 0.23 f_{t23} A_b / f_e = 1.26 \text{ cm}^2$$

▪ **RPA99**

$$A_s = 0,5 \% b h = 6.125 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{s \text{ BAEI}}; A_{s \text{ RPA}})$$

$$A_s = 6.125 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$  qui est un ferrailage de **6 HA12** (sur appui et en travée).

➤ **Ferrailage transversal**

Afin de déterminer la nécessité du ferrailage transversal, nous vérifions la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} < \bar{\tau}$$

$$V_u = 36.18 \text{ kN} ;$$

$$\checkmark \tau_u = V_u / b d = 0.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

◆ Section minimale est :  $A_{t\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b$

◆ Espacement :

- RPA99 :

En zone nodale et en travée :  $S_t = \min \{h/4 ; 12\Phi_1\}$

En dehors de la zone nodale :  $S_t' \leq h/2$ .

- BAEL91 :

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

**Tab III.11** Ferrailage transversal

		St [cm]		At[cm <sup>2</sup> ]	section choisi
		CBA	RPA		
<b>poutre palier</b>	zone nodale	28.8	10	1.05	4Φ8 1 cadre + un étrier
	zone courante		17	1.785	4Φ8 1 cadre + un étrier

• **Vérification à l'ELS**

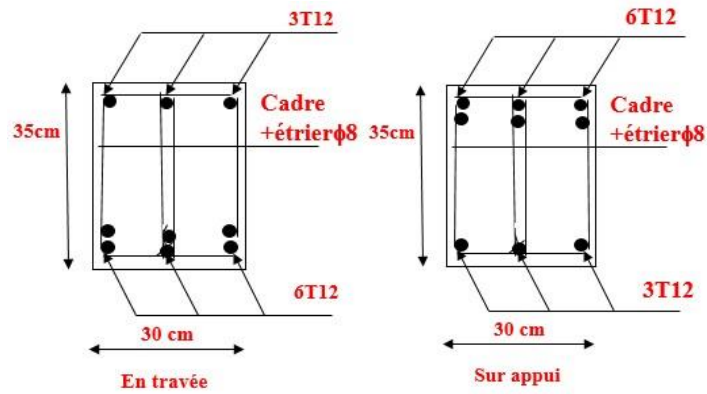
La vérification à l'ELS est satisfaite. (voir tableau III.12)

**Tab III.12** Vérification à l'ELS

$\sigma_{bc \text{ adm}}$ (MPa)	$\sigma_{st \text{ adm}}$ [MPa]	Y[cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_b$ [MPa]
15	348	3.25	4194	206	7.77

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Les ferrailages des poutres palières et de l'escalier sont donnés dans les figures 9 et III.10



FigIII.9 Ferrailage des poutres palière

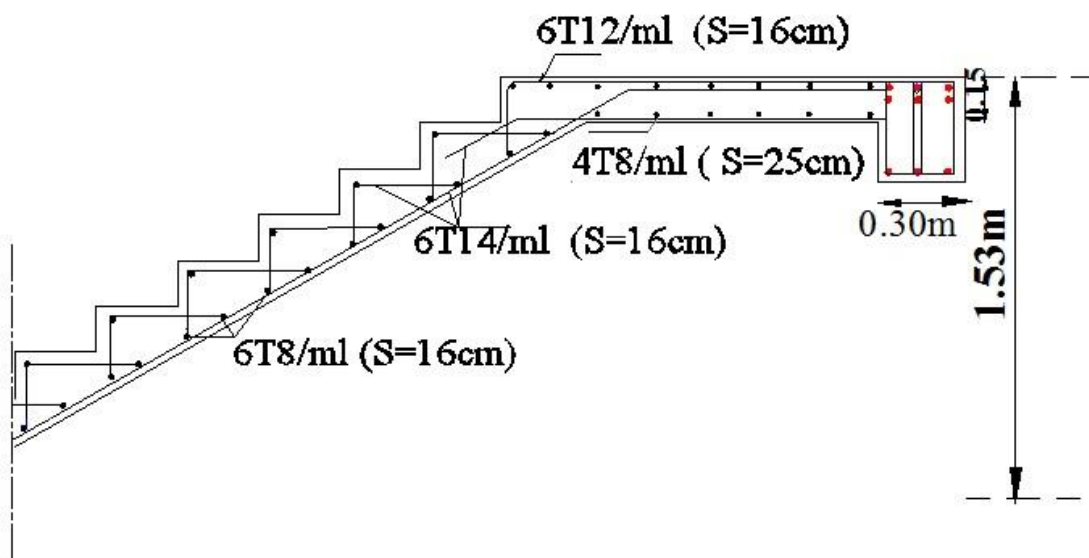


Fig III.10 Ferrailage de l'escalier

## **CHAPITRE IV**

# **LES PLANCHERS**

## 1. Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- Garantir le cheminement des charges.
- Assurer l'isolation des différents niveaux du point de vue thermique et acoustique.

On adopte comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantage de :

- donner de bonnes performances pour l'isolation phonique et thermique
- d'être plus léger que la dalle pleine.

Ce type de plancher est composé d'éléments résistants (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimensions  $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$  et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

## 2. Plancher à corps-creux

### 2.1 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ; leur calcul est analogue à celui d'une poutre continue appui sur poutre principale.

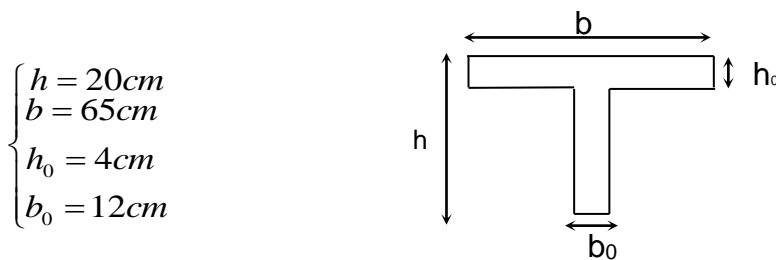


Fig IV.1 Section de la poutrelle

#### 2.1.1 Evaluation des charges et surcharges

- **Plancher terrasse** : la charge d'exploitation et charge permanente du poutrelle sur plancher terrasse est donnée comme suit :

$$G = 6.33 \times 0.65 = 4.11 \text{ kN /ml}$$

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN /ml}$$

- **Plancher étages courant et RDC** : la charge d'exploitation et charge permanente de la poutrelle sur plancher courant est donnée comme suit :

$$G = 5.2 \times 0.65 = 3.38 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{courant}} = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{RDC}} = 4 \times 0.65 = 2.6 \text{ kN /ml}$$



## 2.1.2 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à l'ELU et à l'ELS sont :

### ❖ ELU

- **Plancher terrasse**

$$q_u = 1.35 \times 4.11 + 1.5 \times 0.65 = 6.52 \text{ kN/ml}$$

- **Plancher courant**

$$q_u = 1.35 \times 3.38 + 1.5 \times 0.975 = 6.025 \text{ kN/ml}$$

- **Plancher RDC**

$$q_u = 1.35 \times 3.38 + 1.5 \times 4 = 10.56 \text{ kN/ml}$$

### ❖ ELS

- **Plancher terrasse**

$$q_{ser} = 4.11 + 0.65 = 4.76 \text{ kN/ml}$$

- **Plancher courant**

$$q_{ser} = 3.38 + 0.975 = 4.35 \text{ kN/ml}$$

- **Plancher RDC**

$$q_{ser} = 3.38 + 4 = 7.38 \text{ kN/ml}$$

**Tab IV.1** Combinaisons d'actions

Niveau	G [kN/ml]	Q [kN/ml]	1.35G+1.5Q [kN/ml]	G+Q [kN/ml]
<b>Terrasse</b>	4.11	0.65	6.52	4.76
<b>Courant</b>	3.38	0.975	6.025	4.35
<b>Commercial</b>	3.38	2.6	10.56	7.38

On va prévoir un seul type de poutrelles ;

Les actions à prendre pour le calcul sont les plus défavorables :

$$q_u = 10.56 \text{ kN/ml à l'ELU}$$

$$q_{ser} = 7.38 \text{ kN/m à l'ELS}$$

## 2.2 Types des poutrelles

Dans notre structure, on adoptera deux types de poutrelles :

Type 1 : 6 travées

Type 2 : 2 travées

# Chapitre IV : Les planchers

## 2.3 Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissants

Les sollicitations de calcul ont été déterminées en utilisant le logiciel de calcul des poutres continues RDM6.

Tab IV.2 Sollicitations de calcul des poutrelles à 6 travées

Type	Sollicitations		Valeur max	Diagrammes
Poutrelle à 6 travées	ELU	Moment sur appui [kN.m]	-16.16	<p>MOMENT FLECHISSANT [ kN.m ]</p> <p>EFFORT TRANCHANT [ kN ]</p>
		Moment en travée [kN.m]	13.81	
		Effort tranchant d'appui [kN]	25.16	
	ELS	Moment d'appui [kN.m]	-11.29	
		Moment en travée [kN.m]	9.65	
		Effort Tranchant d'appui [kN]	17.58	

**Tab IV.3** Sollicitations de calcul des poutrelles à 2 travées

Poutrelle à 2 travées	ELU	<b>Moment sur appui [kN.m]</b>	-18.07	
		<b>Moment en travée [kN.m]</b>	13.05	
		<b>Effort Tranchant d'appui [kN]</b>	25.64	
	ELS	<b>Moment sur appui [kN.m]</b>	-12.62	
		<b>Moment en travée [kN.m]</b>	9.12	
		<b>Effort Tranchant d'appui [kN]</b>	17.92	

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du BAEL 91:

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

$$M_{Tabl} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 62.58 \text{ kN.m} > M_{Umax} \quad (\text{Sur appui en travée})$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, donc on calcule le ferrailage en considérant une section rectangulaire ( $b \times h$ ) soit  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$

## 2.4 Ferrailage des poutrelles

La fissuration étant peu préjudiciable, le calcul du ferrailage se fera à l'ELU.

### 2.4.1 Ferrailage longitudinal

Le calcul se fait en flexion simple. Nous considérons la poutrelle la plus chargée. Le tableau VI.4 résume les efforts maximaux sur appuis et en travées.

**Tab IV.4** Ferrailage longitudinal des poutrelles

	$M_{ELU}$	$\mu$	$A_s \text{ cal } [\text{cm}^2]$	$A_s \text{ choisi}$
<b>Appui</b>	-18.07	0.061	2.98	<b>3.08 (2HA14)</b>
<b>Travée</b>	13.05	0.046	2.13	<b>2.36 (3HA10)</b>

#### ➤ Condition de non-fragilité

Selon l'article BAEL 91(A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 f_{t28} \times b \times d / f_e$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 2.1 \times 0.65 \times \frac{0.18}{400} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$A = 2.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad \text{(v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

$$A = 2.98 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad \text{(v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

#### ➤ V\u00e9rification de l'effort tranchant

On doit v\u00e9rifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  sur appui soit :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d}$$

- 2 trav\u00e9es :  $\tau_u = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$  (v\u00e9rifi\u00e9e)

- 6 trav\u00e9es :  $\tau_u = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$  (v\u00e9rifi\u00e9e)

### 2.4.2 Ferrailage transversal

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24.

Le ferrailage transversal est calcul\u00e9 suivant le RPA99 (Art.7.5.2.2) :

## Chapitre IV : Les planchers

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 = 0.036\text{cm} \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

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

$\Phi$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\Phi \leq \min(5.71 ; 12 ; 12) = 5.71\text{mm}$

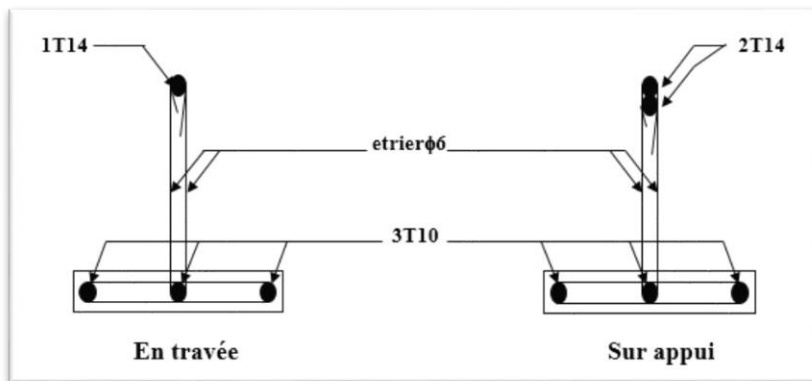
On adopte  $\phi_t = 6\text{mm} \Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0,57\text{cm}^2$

$S_t \leq 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale}$

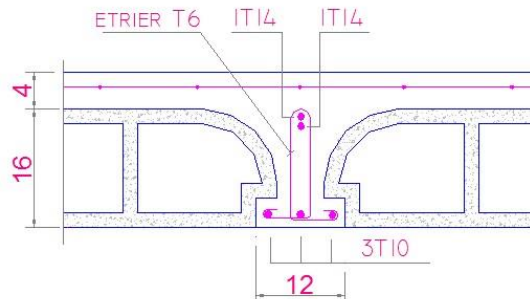
; On prend  $S_t = 5\text{ cm}$  dans zone nodale

$S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone courante}$

$S_t = 10\text{ cm}$  dans zone courante



**Fig IV.2** Dispositions constructives concernant les armatures des poutrelles.



**Fig IV.3** Coupe de plancher corps creux

### 2.5 Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations.

Le ferrailage est un treillis soudé. ( $f_e = 520$  MPa) [art 6.8.4.2.3/CBA93]

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 33 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

#### ➤ Armature principale (aciers porteurs)

$$* 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$* L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_s = \frac{200}{f_e}$$

Avec :  $L_1$  : distance entre axes des poutrelles ( $L_1 = 65$  cm).

$A_s$  : diamètre des aciers porteurs (perpendiculaires aux poutrelles).

$A_r$  : diamètre des aciers de répartition (parallèles aux poutrelles).

$$\Rightarrow A_s = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

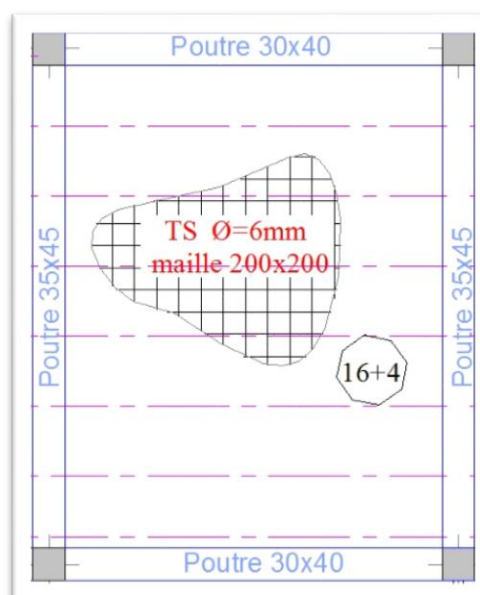
$$5\text{TS6} \Rightarrow A_s = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

#### ➤ Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5TS6  $\Rightarrow A_s = 1,41 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 20$



**Fig IV.4** Ferrailage de la dalle de compression

## 3. Dalle pleine (Balcons)

Les planchers en béton armé à dalles pleines, sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur (2,3 ou 4 cotés).

Le calcul du ferrailage se fera uniquement pour les balcons.

### 3.1. Prédimensionnement

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation ainsi que de la limitation de la flèche, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir de condition ci-après :

- **Limitation de la flèche**

Dalle reposant sur 1 seul appui (balcons)

On a :  $L_x = 3.2\text{m}$  (porté maximale)

$$\text{L'épaisseur : } \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow 9.14 \leq e \leq 10.66$$

On prend :  $e = h = 12 \text{ cm}$

### 3.2 Evaluation des charges

- $G = 4.6 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$ .  $\ell = 1.4 \text{ m}$
- Charge du garde-corps

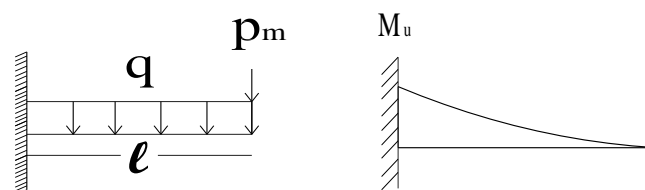
**Tab IV.5** Charge permanentes du garde-corps

Couche	e [cm]	G [kN / m <sup>2</sup> ]
Brique creuse	10	0.9
Enduit de plâtre	2	0.40
		<b>G<sub>m</sub>=1.3kN/m<sup>2</sup></b>

### 3.3 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à l'ELU et à l'ELS sont :

- **ELU** :  $q_u = 11.46 \text{ kN/ml}$
- **ELS** :  $q_s = 8.1 \text{ kN/ml}$
- Charge concentrée  $p_m = 1.35 (G_m \times h \times b)$  ;  $P_m = 2.106 \text{ kN}$



**Fig VI.5** Distribution de moment

## Chapitre IV : Les planchers

Le calcul se fera à l'ELU avec une vérification à l'ELS

**Tab IV.6** Calcul du moment et de l'effort tranchant

	ELU	ELS
<b>M<sub>max</sub> à l'encastrement [kN.m]</b>	$-\left(\frac{q_u \ell^2}{2} + p_m \ell\right)$ = - 14.17	10.04
<b>Effort tranchant maximal [kN]</b>	$q_u \ell + p_m =$ 18.15	13.44

### 3.4 Calcul du ferrailage

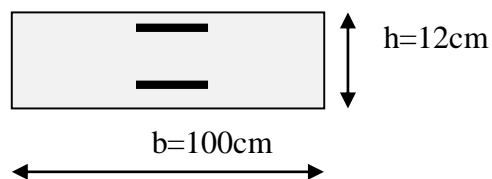
L'épaisseur de notre dalle est  $e = 12$  cm. Le ferrailage sera calculé en flexion simple à l'ELU en considérant une bande de 1 m.

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement. Les fissurations sont considérées comme préjudiciables

- **A l'ELU**

( $b = 100$  cm,  $d = 9$  cm,  $d' = 3$  cm)

$M_u = 16.05$  kN.m



**Fig IV.6** Dimensions du balcon

**Tab IV.7** Ferrailage du balcon à l'ELU

Pivot A		$\sigma_s$ [MPa]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	CNF	Section adopté	St [cm]
$\mu=0.12$	$\alpha=0.165$	201.6	0	4.85	$1.09 < A_s$ OK	4HA14 = 6.16 cm <sup>2</sup> /ml	25

CNF : condition de non-fragilité



➤ **Armatures de répartition**

$A_r = A_s/4 = \quad$  ; On prend: **4 HA 8 = 2.01cm<sup>2</sup>**

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$V_u = 18.15 \text{ kN}$  et  $\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$  (**Vérifiée**)

**Tab IV.8** Calcul à l'ELS

	$\sigma_{bc \text{ adm}}$ (MPa)	$\sigma_{st \text{ adm}}$ [MPa]	Y [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_b$ [MPa]
ELS	15	201.6	3.25	4194	206	7.77

$\sigma_s > \sigma_{s \text{ adm}}$  ➔ non vérifiée

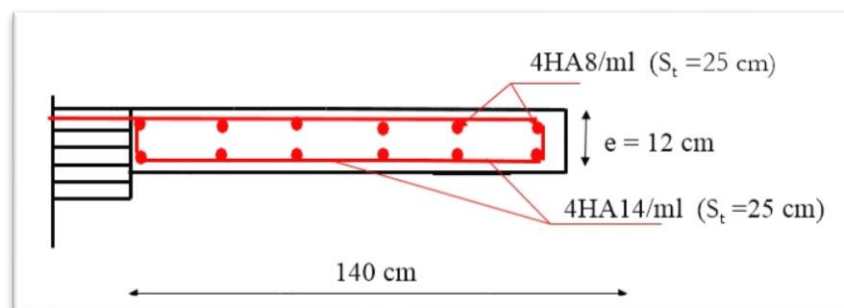
$\sigma_b < \sigma_{bc \text{ adm}}$  ➔ vérifiée

D'après l'organigramme de vérification à l'ELS (Annexe I)  $\sigma_s = \sigma_{s \text{ adm}}$

**Tab IV.9** Vérification à l'ELS

$\lambda$	$\phi$ [°]	$\alpha$	$\sigma_b$ [MPa]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
1.18	38.72	0.36	7.57	6.07

$A_s = \max \{ A_{s \text{ ELS}} ; A_{s \text{ ELU}} ; A_{s \text{ min}} \} = 6.15 \text{ cm}^2$



**Fig IV.7** Ferrailage du balcon

## CHAPITRE V

# ÉTUDE DYNAMIQUE

## 1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique.

## 2. Objectif de l'étude dynamique

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

## 3. Modélisation de la structure

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel Etabs, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 11 niveaux (RDC+10 étages) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de manière à vérifier les conditions de RPA afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Dans ce modèle, on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, acrotère, murs périphériques).

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- Les voiles et dalles par un élément de type SHELL.
- Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes. Ce fichier est généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte.
- Pour l'orientation de la sollicitation sismique, on considérera deux directions orthogonales X et Y.

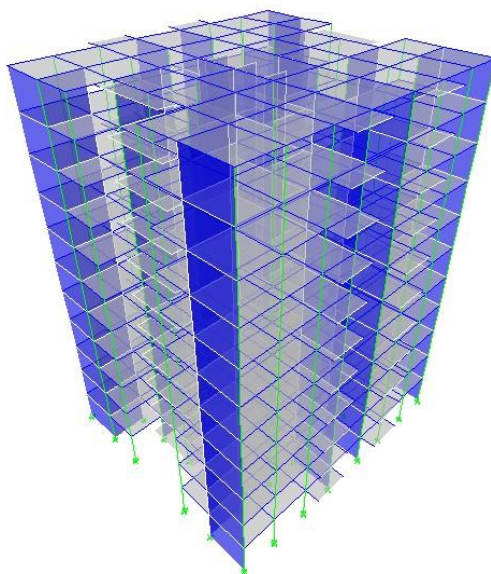


Fig V.1. Modèle 3D du bâtiment R+10

### 4. Méthode applicable selon RPA99 Version 2003

Selon le RPA 99, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

La méthode statique équivalente n'est pas applicable selon le **RPA99V2003/Art:4.1.2** (la hauteur de notre bâtiment dépasse les 17 m pour le groupe d'usage2). Le calcul sismique se fera par la méthode modale spectrale.

### 5. Méthode d'analyse modale spectrale

#### 5.1. Principe

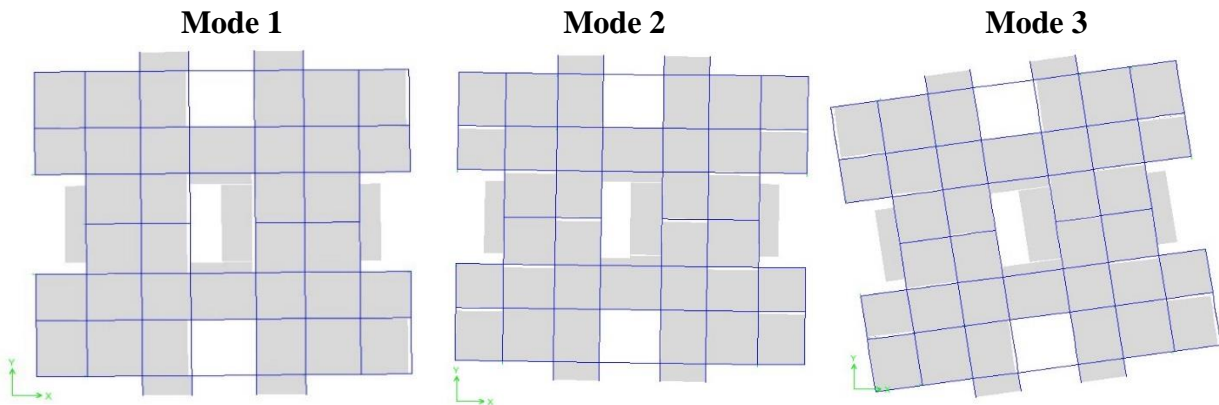
La méthode d'analyse modale spectrale a pour but de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul ; ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. [art 4.3.1/RPA99]

#### 5.2. Modélisation

Notre structure comporte des planchers rigides. Elle est présentée par un système en brochette encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité

# Chapitre V : Etude dynamique

de chaque plancher, avec trois degré de liberté (deux translations horizontales et une rotation). [art 4.3.2/RPA99]



**Fig V.2** Translation selon X, et Y et rotation selon Z

### 5.3 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse suivant [art.4.3.3/RPA99] :

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

T : Période fondamentale de la structure

S<sub>a</sub> / g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m / s<sup>2</sup>

- ❖ **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau [4.1/RPA99] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
- ❖  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

- ❖  $\xi$ (%) : pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7 \%$  pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense. [4.2/RPA99]

## Chapitre V : Etude dynamique

Donc :  $\eta = 0.88$ .

- ❖ **R** : coefficient de comportement de la structure est donné par le tableau [4.3/RPA99] en fonction du système de contreventement.
- ❖ **T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : période caractéristique associées à la catégorie de site. [tab 4.7/RPA99]
- ❖ **Q** : facteur de qualité de la structure est fonction de :
  - la redondance de la géométrie des éléments qui la constituent.
  - la régularité en plan et en élévation Q est déterminée  $Q = 1 + \sum P_q$
- ❖ **P<sub>q</sub>** : pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère q tableau (4.4/RPA99)

**TabV.1** Pénalité P<sub>q</sub> en fonction de critère de qualité

Critère	P <sub>q</sub>	
Condition minimale sur les fils de contreventement	0	observé
Redondance en plan	0	observé
Régularité en plan	0	observé
Régularité en élévation	0	observé
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	N / observé
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	N / observé
<b>Σ q = 0.15</b>		

$$Q = 1 + 0.15 = 1.1$$

### 5.4 Classification de l'ouvrage

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation situé à Alger (Zone III). Il sera classé en groupe II, puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m. Alors d'après les deux critères précédent on prendra pour le coefficient d'accélération de zone **A = 0.25**.

#### ➤ Classification de site

Notre structure est implantée dans un site de catégorie S3 (site meuble)

**T<sub>1</sub> = 0,15 s** et **T<sub>2</sub> = 0,5 s** [tab.4.7/RPA99]

#### ➤ Type de contreventement

Le système de contreventement de la structure est constitué par des portiques et des voiles en béton armé.

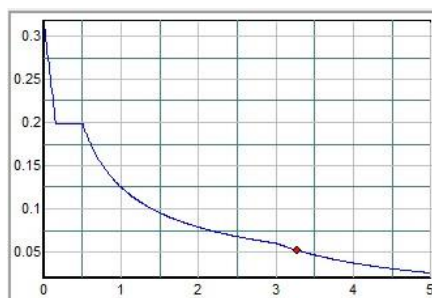
Le coefficient de comportement global de la structure à prendre en compte est : **R=4**

D'après les données de notre structure et la zone dans laquelle elle se trouve on retiendra :

## Chapitre V : Etude dynamique

**Tab V.2** Paramètres du spectre de réponse

<b>A</b>	<b>R</b>	$\xi$ [%]	$\eta$	<b>Q</b>	<b>T<sub>1</sub>[s]</b>	<b>T<sub>2</sub>[s]</b>
0,25	4	7	0,88	1,15	0.15s	0.5



**Fig V.3** Diagramme de spectre de réponse

**Tab V.3** Spectre de réponse de calcul

<b>T [s]</b>	<b>Sa/g</b>	<b>T [s]</b>	<b>Sa/g</b>	<b>T [s]</b>	<b>Sa/g</b>
<b>0.0</b>	0.310	<b>1.7</b>	0.088	<b>3.4</b>	0.049
<b>0.1</b>	0.240	<b>1.8</b>	0.084	<b>3.5</b>	0.046
<b>0.2</b>	0.200	<b>1.9</b>	0.081	<b>3.6</b>	0.044
<b>0.3</b>	0.200	<b>2.0</b>	0.079	<b>3.7</b>	0.042
<b>0.4</b>	0.200	<b>2.1</b>	0.076	<b>3.8</b>	0.040
<b>0.5</b>	0.200	<b>2.2</b>	0.074	<b>3.9</b>	0.039
<b>0.6</b>	0.180	<b>2.3</b>	0.072	<b>4.0</b>	0.037
<b>0.7</b>	0.160	<b>2.4</b>	0.070	<b>4.1</b>	0.036
<b>0.8</b>	0.140	<b>2.5</b>	0.068	<b>4.2</b>	0.034
<b>0.9</b>	0.130	<b>2.6</b>	0.066	<b>4.3</b>	0.033
<b>1.0</b>	0.120	<b>2.7</b>	0.064	<b>4.4</b>	0.032
<b>1.1</b>	0.120	<b>2.8</b>	0.063	<b>4.5</b>	0.031
<b>1.2</b>	0.110	<b>2.9</b>	0.061	<b>4.6</b>	0.029
<b>1.3</b>	0.100	<b>3.0</b>	0.060	<b>4.7</b>	0.028
<b>1.4</b>	0.100	<b>3.1</b>	0.057	<b>4.8</b>	0.027
<b>1.5</b>	0.095	<b>3.2</b>	0.054	<b>4.9</b>	0.026
<b>1.6</b>	0.091	<b>3.3</b>	0.051	<b>5.0</b>	0.026

### 5.5 Nombre de modes à considérer

D'après le RPA99V2003 [art.4.3.4], pour ses structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

## Chapitre V : Etude dynamique

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

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

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.2\text{sec}$$

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

N = 11 niveau  $\rightarrow K \geq 9.94 \rightarrow K = 10$  modes.

Les résultats obtenus pour les différentes dispositions, grâce au logiciel ETABS sont résumés dans les tableaux suivants

**Tab V.4** Période et facteur de participation massique

		<b>Facteur de participation massique</b>			
<b>Mode</b>	<b>Période (s)</b>	<b>U<sub>x</sub></b>	<b>U<sub>y</sub></b>	<b>Σ U<sub>x</sub></b>	<b>Σ U<sub>y</sub></b>
<b>1</b>	0.788933	0.697539	0.000	0.697539	0.000
<b>2</b>	0.698739	0.000	0.677987	0.697539	0.677987
<b>3</b>	0.650379	0.0000206	0.00000533	0.697559	0.678007
<b>4</b>	0.197706	0.000068	0.000502	0.697627	0.678509
<b>5</b>	0.139219	0.18972	0	0.887347	0.678509
<b>6</b>	0.107963	0	0.202434	0.887347	0.880909
<b>7</b>	0.062204	0.000016	0.000128	0.887363	0.881037
<b>8</b>	0.057543	0.031875	0	<b>0.919328</b>	0.881037
<b>9</b>	0.045589	0	0.045741	0.919328	<b>0.926778</b>
<b>10</b>	0.035906	0.000009	0.000042	0.919337	0.926820

### A/ Estimation de la période fondamentale de la structure

La formule empirique :

$$T = \min (C_T x h_N^{3/4}, 0.09 h_N / D^{0.5}) \quad [\text{art.4.2.4.}]$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).



## Chapitre V : Etude dynamique

$C_T$  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau [4.6 du RP A99]

$C_T = 0.05$  (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie).

$$T_1 = 0,05 * (33.66)^{3/4} \rightarrow T_1 = 0.7 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.09 h_N/D^{0.5}$$

$$D_x = 24.45 \text{ m et } D_y = 21.7 \text{ m}$$

$$T_2 = 0.09 h_N/ D_x^{0.5} = 0.09*(33.66) / 4.94 = 0,612 \text{ s}$$

$$T_3 = 0.09 h_N/ D_y^{0.5} = 0.09*(33.66) / 4.66 = 0.65 \text{ s}$$

$$T_x = \min (T_1, T_3) \longrightarrow T_x = 0.612 \text{ s}$$

### B/ Facteur d'amplification dynamique [formule 4.2/RPA99]

$$0 < T < T_2 \quad \rightarrow D = 2,5 \eta$$

$$T_2 < T < 3s \quad \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$T \geq 3s \quad \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3}$$

$$T_x = 0.612 \text{ s} \longrightarrow T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \longrightarrow 0.5 \text{ s} \leq 0.612 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc: } D_x = 1.65$$

$$T_y = 0.65 \text{ s} \longrightarrow T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \longrightarrow 0.5 \text{ s} \leq 0.65 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc: } D_y = 1.59$$

## 6. Poids total de la structure "W"

Les RPA99 recommandent pour le poids de la structure  $W$  de prendre la totalité des charges permanentes et une fraction  $\beta$  des charges d'exploitations d'après [tab 4.5, RPA99]

$$W_T = \sum w_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{gi} + \beta W_{qi}$$

$W_{gi}$  : dû aux charges permanentes

$W_{qi}$  : dû aux charges d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération ;  $\beta = 0,2$  d'après [tab.4.5/RPA99]

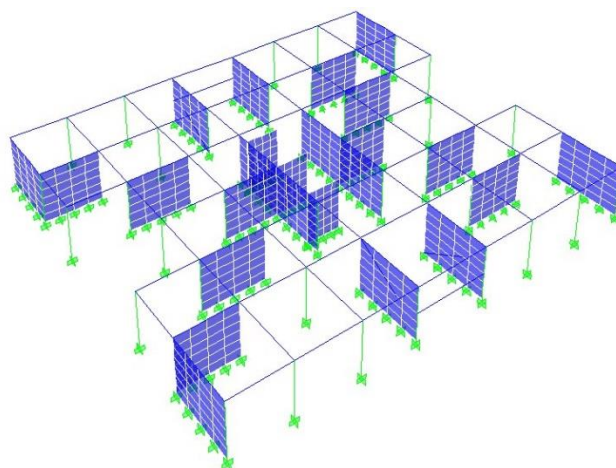
Le calcul des poids des différents niveaux de la structure est résumé dans le tableau suivant :

**TabV.5** Poids des différents niveaux

Niveau	W étage [t]
<b>RDC</b>	584.998
<b>1</b>	571.923
<b>2</b>	587.915
<b>3</b>	587.915
<b>4</b>	574.771
<b>5</b>	569.478
<b>6</b>	569.478
<b>7</b>	564.123
<b>8</b>	560.360
<b>9</b>	565.358
<b>10</b>	533.995
<b>Σ</b>	<b>6361.31</b>

## 7. Les données géométriques

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY), à savoir les positions du centre de torsion et du centre de masse



**Fig V.4** Disposition des voiles

### 7.1. Calcul du centre de torsion

Le centre de torsion est le centre de rigidité des éléments de contreventements. Il est défini par les formules suivantes :

$$X_c = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \quad Y_c = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec

$X_c$  : abscisse du centre de torsion.

$Y_c$  : ordonnée du centre de torsion.

$I_{xi}$  : moment d'inertie du voile  $i$  considéré par rapport à l'axe (ox).

$I_{yi}$  : moment d'inertie du voile  $i$  considéré par rapport à l'axe (oy).

$x_i$  : abscisse du centre de gravité du voile  $i$  considéré.

$y_i$  : ordonnée du centre de gravité du voile  $i$  considéré.

### 7.2. Calcul du Centre de masse

Le centre de masse est le point situé à la position moyenne de la masse du plancher.

Les résultats du centre de masse donné par le "Etabs" des différents niveaux [tableau V.6]

### 7.3 Evaluation des excentricités

#### ❖ Excentricité théorique

L'excentricité théorique est la différence entre les coordonnées du centre de masse et du centre de torsion.

$$e_{th.x} = |X_C - X_G|$$

$$e_{th.y} = |Y_C - Y_G|$$

#### ❖ Excentricité accidentelle [RPA 99:formule 4.3.7]

D'après l'article 4.3.7/RPA99 ; l'excentricité accidentelle est égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action du séisme.

$$e_x = \max(5\%L_x ; e_t)$$

$$e_{ya} = \max(5\%L_y ; e_{ty})$$

Avec :

$L_x$  : dimension longitudinale de la structure.

$L_y$  : dimension transversale de la structure.

Les valeurs de l'excentricité à chaque niveau sont groupées dans le tableau V.6 :

## Chapitre V : Etude dynamique

**Tab V.6** Caractéristiques géométriques

Niveaux	Centre de Masse [m]		Centre de Torsion [m]		Excentricité théorique[m]		Excentricité accidentelle [m]	
	X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>	X <sub>C</sub>	Y <sub>C</sub>	X	Y	X	Y
<b>RDC</b>	12.123	12.203	12.114	12.25	0.009	0.047	1.248	1.11
<b>1</b>	12.121	12.203	12.027	12.25	0.094	0.047	1.248	1.11
<b>2</b>	12.120	12.202	11.965	12.25	0.155	0.048	1.248	1.11
<b>3</b>	12.120	12.202	11.926	12.25	0.194	0.048	1.248	1.11
<b>4</b>	12.119	12.201	11.903	12.25	0.239	0.049	1.248	1.11
<b>5</b>	12.117	12.201	11.889	12.25	0.342	0.049	1.248	1.11
<b>6</b>	12.117	12.201	11.881	12.25	0.259	0.049	1.248	1.11
<b>7</b>	12.116	12.200	11.876	12.25	0.262	0.050	1.248	1.11
<b>8</b>	12.115	12.199	11.873	12.25	0.263	0.051	1.248	1.11
<b>9</b>	12.115	12.199	11.870	12.25	0.263	0.051	1.248	1.11
<b>10</b>	12.221	12.250	11.867	12.25	0.351	0	1.248	1.11

### ❖ Excentricité adoptée dans les calculs

Le règlement exige de retenir pour les calculs la plus grande valeur entre l'excentricité réglementaire et l'excentricité théorique (calculée)

$$e_{\text{adopté}} = \max(e_{\text{thé}} ; e_{\text{acc}}) \longrightarrow e_{\text{adopté}} = 1.248\text{m}$$

## 8. Vérification

### 8.1. Vérification de la période

La valeur de la période donnée par Etabs doit vérifier la condition de l'article 4.2.4.4 du RPA99/2003. Ce dernier exige que cette période ne doive pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% :

$$T_{\text{empirique}} = 0.7\text{s} \longrightarrow T_{\text{numérique}} = 0.788\text{s} < 1,3T_{\text{empirique}} = 0.91\text{s} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

### 8.2. Vérification de la force sismique à la base

D'après le RPA 99 V2003 [art 4.3.6], la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,80 V_s$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0,8 V_s/V_t$ .

## Chapitre V : Etude dynamique

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

**Tab V.7** Forces sismiques à la base

	$V_s$ [kN]		$V_t$ [kN]		$V_t/V_s$		Condition	
	$V_x$	$V_y$	$V_x$	$V_y$	X	Y	X	Y
<b>L'effort tranchant à la base</b>	7544.1	7269.7	16650.23	17378.76	2.2	2.4	✓	✓

D'après ces résultats on constate que la condition :

«  $V_t$  dynamique > 80%  $V_s$  statique » est vérifiée.

### 8.3. Vérification des déplacements

Selon le RPA99 [art.4.4.3], les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \times \Delta_K < 0,01 \times h_e$$

- $\Delta_K$  : Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

- R : Coefficient de comportement (R = 4)
- $h_e$  : Hauteur sous poutre

Les résultats des déplacements sont donnés dans le tableau V.8.

**Tab V.8** Vérification des déplacements

Niveau	$\delta_K$ [cm]		$\Delta_K$ [cm]		$R \times \Delta_K$ [cm]		$0,01h_e$ [cm]	Condition
	$\delta_{Kx}$	$\delta_{Ky}$	$\Delta_{Kx}$	$\Delta_{Ky}$	$R \times \Delta_{Kx}$	$R \times \Delta_{Ky}$		
<b>1</b>	0.05	0.04	0.05	0.04	0.2	0.16	2.66	vérifiée
<b>2</b>	0.18	0.13	0.13	0.09	0.52	0.36	2.66	vérifiée
<b>3</b>	0.36	0.27	0.18	0.14	0.72	0.56	2.66	vérifiée
<b>4</b>	0.59	0.44	0.23	0.17	0.92	0.68	2.66	vérifiée
<b>5</b>	0.86	0.64	0.27	0.20	1.08	0.80	2.66	vérifiée
<b>6</b>	1.15	0.85	0.29	0.18	1.16	0.72	2.66	vérifiée
<b>7</b>	1.45	1.08	0.30	0.23	1.20	0.92	2.66	vérifiée
<b>8</b>	1.76	1.32	0.31	0.24	1.24	1.24	2.66	vérifiée
<b>9</b>	2.07	1.57	0.31	0.25	1.24	1.24	2.66	vérifiée
<b>10</b>	2.38	1.81	0.31	0.24	1.24	1.24	2.66	vérifiée
<b>11</b>	2.68	2.05	0.30	0.24	1.20	0.92	2.66	vérifiée

La condition :  $\Delta_k \leq 1\% h_e = 3.06 \text{ cm}$  est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens, donc les déplacements relatifs horizontaux sont admissibles

### 8.4. Justification vis-à-vis de l'effet « P- $\Delta$ »

Les effets du 2<sup>nd</sup> ordre « ou effet P-  $\Delta$  » peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

[art 5.9/RPA99] 
$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

- $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- $V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- $\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- $h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

**Tab V.9** Justification vis-à-vis l'effet P- $\Delta$

Niveau	$P_k$ [MN]	$V_k$ [MN]		$\Delta_k$ [cm]		$h_k$ [cm]	$\theta \times 10^{-4}$	
		$V_{kx}$	$V_{ky}$	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$		$\theta_x$	$\theta_y$
<b>1</b>	5.849	16.65	17.37	0.2	0.16	306	0.002	0.001
<b>2</b>	5.719	16.41	17.11	0.52	0.36	306	0.005	0.003
<b>3</b>	5.791	15.89	16.54	0.72	0.56	306	0.008	0.006
<b>4</b>	5.879	15.15	15.75	0.92	0.68	306	0.011	0.008
<b>5</b>	5.747	14.21	14.76	1.08	0.80	306	0.014	0.010
<b>6</b>	5.694	13.04	13.55	1.16	0.72	306	0.016	0.09
<b>7</b>	5.694	11.67	12.16	1.20	0.92	306	0.019	0.014
<b>8</b>	5.641	10.04	10.50	1.24	1.24	306	0.022	0.021
<b>9</b>	5.603	8.12	8.52	1.24	1.24	306	0.027	0.027
<b>10</b>	5.653	5.81	6.12	1.24	1.24	306	0.039	0.037
<b>Terrasse</b>	5.339	2.89	3.04	1.20	0.92	306	0.072	0.052

La condition  $\theta \leq 0,10$  est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens, donc les effets du 2<sup>o</sup> ordre « ou effet P-  $\Delta$  » peuvent être négligés.

## 8.5. Vérification au renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble de la structure, soumise à des effets de renversement dus aux cas les plus défavorables des sollicitations.[art 10.1.5/RPA99]

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

- $M_R$ : moment renversant obtenu à partir des résultats de l'analyse par le logiciel « Etabs »
- $M_S$  : moment stabilisant;  $M_S = \begin{cases} M_{sx,G} = W \cdot X_G \\ M_{sy,G} = W \cdot Y_G \end{cases}$
- $(X_G, Y_G)$  : coordonnées du centre de gravité de la structure.
- $W$  : poids total du bâtiment.

**TabV.10.** Vérification de la stabilité au renversement

	<b>W [kN]</b>	<b>(X<sub>G</sub>, Y<sub>G</sub>)[m]</b>	<b>M<sub>s</sub> [kN.m]</b>	<b>M<sub>r</sub>[kN.m]</b>	<b>M<sub>s</sub>/ M<sub>r</sub></b>	<b>Vérification</b>
<b>Sens x</b>	<b>63613.1</b>	12.123	771181.6	376071.54	2.05	✓
<b>Sens y</b>		12.203	776270.6	392795.16	1.97	✓

La stabilité au renversement est vérifiée.

## 9. Conclusion

Les résultats obtenus dans cette étude dynamique nous permettent de constater que notre bâtiment est bien dimensionné et pourra résister aux différentes actions extérieures, après un ferrailage correct.

## CHAPITRE VI

# FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX



## 1. Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel de poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferrailage, on considèrera le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

## 2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux ; leur rôle est de transmettre les charges aux fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux « N », et des moments de flexion « M » dans les deux sens, ils seront calculés et vérifiés à la flexion composée.

### 2.1. Armatures longitudinales

#### 2.1.1 Combinaisons des charges

Les combinaisons de charges possibles sont données dans le tableau VII.1

Tab VI.1 Combinaisons des charges

BAEL 91	Combinaisons fondamentales	$1,35 \times G + 1,5 \times Q$
		$G + Q$
RPA 99	Combinaisons accidentelles	$G + Q \pm E$
		$0,8 \times G \pm E$

#### 2.1.2 Recommandations des RPA99

Le R.P.A (Art 7.4.2.1) impose l'utilisation d'armatures longitudinales avec des aciers à haute adhérence, droites et sans crochets. Leurs pourcentage en zone sismique III est limité par :

- Leur pourcentage minimal :

$$A_{\min} = A_s > 0,9\% (b.h)$$

- Leur pourcentage maximal :

$$A_{\max} = A_s < 3 \%(b.h) \text{ en zone courante}$$

$$A_{\max} = A_s < 6 \%(b.h) \text{ en zone recouvrement}$$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

De plus, les RPA recommandent pour les armatures longitudinales des poteaux

- ✓ Un diamètre minimum de 12 mm
- ✓ Une longueur minimale de recouvrement de  $50 \Phi$ .
- ✓ Une distance maximale entre les barres dans une surface du poteau de 20 cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

**Tab VI.2** Sections minimale et maximale donnée par le RPA

Poteau	As <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	As <sub>max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	
		Zone courante	Zone recouvrement
50x50	22.50	75	150
45x45	18.22	60.7	121.5
40x40	14.40	48	96
35x35	11.02	36.75	73.5

### 2.1.3 Les résultats des sollicitations données par ETABS

Pour la conception de nos poteaux, nous avons quatre types de poteaux à ferrailer, on aura donc les zones suivantes :

- Zones 01 : RDC, 1<sup>er</sup> étage → poteaux (50×50) cm<sup>2</sup>.
- Zones 02 : 2<sup>ème</sup> à 4<sup>ème</sup> étage → poteaux (45×45) cm<sup>2</sup>.
- Zones 03 : 5<sup>ème</sup> à 7<sup>ème</sup> étage → poteaux (40×40) cm<sup>2</sup>.
- Zones 04 : 8<sup>ème</sup> à 10<sup>ème</sup> étage → poteaux (35×35) cm<sup>2</sup>.

Les résultats des sollicitations des poteaux sont résumés dans le tableau VII.3.

**Tab VI.3** Sollicitations des poteaux sous différents combinaisons

Combinaison	Sollicitations	Zone 01	Zone 02	Zone 03	Zone 04
<b>1,35G+1,5Q</b>	<b>N<sub>max</sub> [kN]</b>	1233.35	936.46	568.82	297.31
	<b>M<sub>corr</sub> [kN.m]</b>	2.07	10.04	17.02	18.69
	<b>V<sub>max</sub> [kN]</b>	43.68	38.53	31.31	30.9
<b>G+Q+E</b>	<b>M<sub>max</sub> [kN.m]</b>	62.867	91.60	89.29	70.77
	<b>N<sub>corr</sub> [kN]</b>	2129.39	523.4	264.08	57.54
	<b>V<sub>max</sub> [kN]</b>	122.35	88.30	62.15	61.18
<b>0.8G+E</b>	<b>N<sub>min</sub> [kN]</b>	1.01	471.46	129.63	48.77
	<b>M<sub>corr</sub> [kN.m]</b>	6.95	27.67	19.6	13.27
	<b>V<sub>max</sub> [kN]</b>	117.96	87.83	58.82	36.32

## 2.1.4 Ferrailage adopté pour les poteaux

Les armatures longitudinales obtenues pour les différents types de poteaux sont récapitulées dans le tableau VI.4.

**Tab VI.4** Ferrailage longitudinal des poteaux.

Poteaux [cm <sup>2</sup> ]	Asc [cm <sup>2</sup> ]	As [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>smin</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>choisi</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Section choisi	t [cm]	t' [cm]
<b>50x50</b>	0	0	22.50	25.13	<b>12T16</b>	10	16
<b>45x45</b>	0	0	18.22	20.60	<b>4T16+8T14</b>	10	16
<b>40x40</b>	0	1.34	14.40	16.08	<b>8T16</b>	10	16
<b>35x35</b>	0	1.72	11.02	12.31	<b>8T14</b>	10	14

➤ **Condition de non-fragilité**

La condition de non-fragilité est donnée par :

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.35 \times 0.32 \times 2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Elle est vérifiée pour les différentes sections des poteaux

## 2.2 Armatures transversales des poteaux

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau = \frac{V_u}{b d} \leq \rho_d f_{c28}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Sinon} \end{cases}$$

$$\tau_{ult} = \min \{0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

Les calculs sont établis pour l'effort tranchant maximum, pour chaque niveau, et les résultats sont généralisés, dans le tableau VI.5, pour tous les poteaux.

**Tab VI.5** Vérification à l'effort tranchant

Section [cm <sup>2</sup> ]	$\lambda_g$	$\rho_d$	V <sub>u</sub> [kN]	$\tau$ [MPa]	$\tau_{ult}$ [MPa]	Vérification
<b>35x35</b>	6.12	0.075	30.9	0.34	3.25	✓
<b>40x40</b>	5.355	0.075	31.31	0.42	3.25	✓
<b>45x45</b>	4.76	0.04	38.53	0.48	3.25	✓
<b>50x50</b>	4.284	0.04	43.68	0.52	3.25	✓

➤ **Calcul des armatures transversales**

$$A_t = \frac{t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{R.P.A [Art 7.4.2.2]}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale. ( $f_e = 340$  MPa RL)

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_a$  : est en fonction  $\lambda_g$  élancement mécanique  $\lambda_g$  du poteau.

Avec :  $\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{214.2}{50} = 4.284$

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si non} \end{cases}$$

Donc  $\rho_a = 3.75$

$t$  : espacement des armatures transversales.

- Dans la zone nodale (zone III) :  $t \leq 10$  cm
- Dans la zone courante :  $t' = \min (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_l) = \min (25 ; 25 ; 16)$

$\phi$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau  $\phi = 16$  mm

$$\left\{ \begin{array}{l} t = 10 \text{ cm (zone nodale)} \\ t' = 16 \text{ cm (zone courante)} \end{array} \right.$$

Le ferrailage transversal est récapitulé dans le tableau VII.6

**Tab VI.6** Déterminations du ferrailage transversal

Section [cm <sup>2</sup> ]	$\lambda_g$	$\rho_a$	$V_u$ [kN]	$A_t$ [cm <sup>2</sup> ] zone nodale	$A_t$ [cm <sup>2</sup> ] zone courante
<b>35x35</b>	6.12	2.5	30.9	0.63	1.00
<b>40x40</b>	5.355	2.5	31.31	0.55	0.90
<b>45x45</b>	4.76	3.75	38.53	0.91	1.48
<b>50x50</b>	4.284	3.75	43.68	0.93	1.49

# Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

La quantité d'armatures transversales minimale est déterminée comme suit :

$$\frac{A_t}{t b} \begin{cases} 0.3 \% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre } 0.3 \text{ et } 0.8 \% & \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

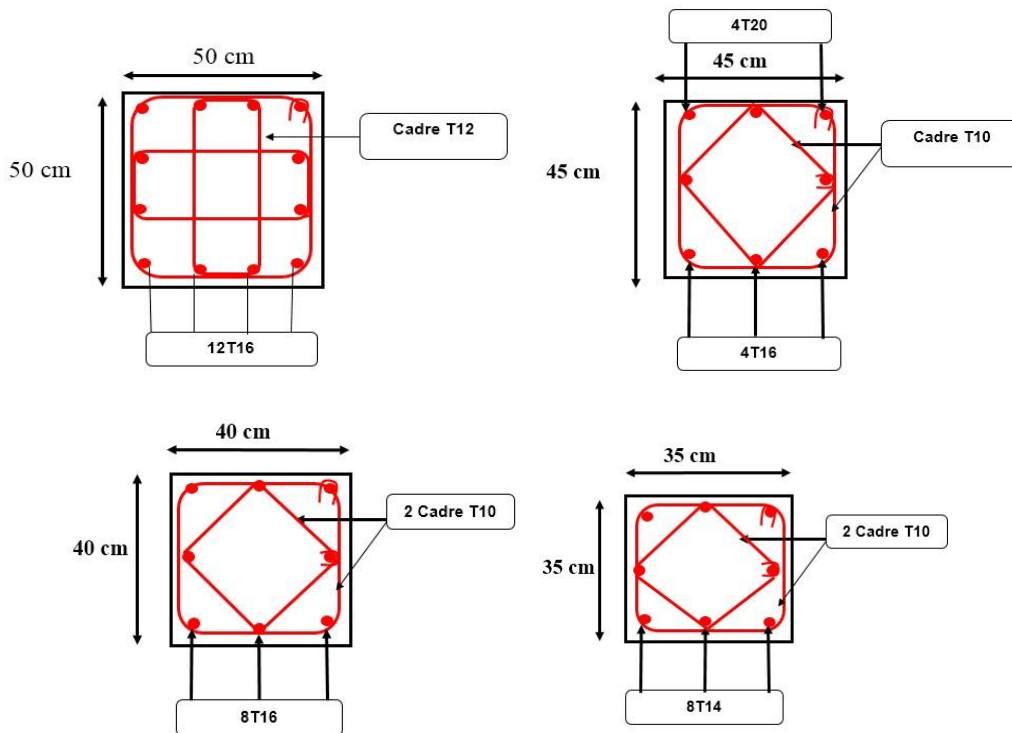
Et elle donnée dans le tableau VII.7.

**Tab VI.7** Ferrailage transversal minimal des poteaux selon les RPA 99

Section [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>t</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ] (zone nodale)	A <sub>t</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ] (zone courante)
35x35	1.05	1.68
40x40	1.20	1.96
45x45	2.47	3.96
50x50	2.75	4.40

**Tab VI.8** Ferrailage transversal adopté pour les poteaux

Section [cm <sup>2</sup> ]	35x35	40x40	45x45	50x50
Choix armatures	2 cadres T8	2 cadres T10	2 cadres T10	3 cadres T12



**Fig VI.1** Ferrailage des poteaux

## 3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Elles sont soumises à la flexion simple.

### 3.1 Combinaisons des charges

**Tab VI.9** Combinaisons des charges

<b>BAEL 91</b>	<b>Combinaisons fondamentales</b>	<b><math>1,35 \times G + 1,5 \times Q</math></b>
		<b><math>G + Q</math></b>
<b>RPA 99</b>	<b>Combinaisons accidentelles</b>	<b><math>G + Q \pm E</math></b>
		<b><math>0,8 \times G \pm E</math></b>

### 3.2 Recommandations des RPA

#### a. Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% soit :

$$A_{st} = 0,5\% b \times h$$

- Le pourcentage maximale est de :

$$A_{st} = 4\% b \times h \quad \text{zone courante}$$

$$A_{st} = 6\% b \times h \quad \text{zone de recouvrement.}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de : 10 cm entre deux cadres

#### b. Armatures transversales

- Le pourcentage minimal est de :

$$A_t = 0,3\% S \times h \quad [\text{RPA99, art7.5.2.2}]$$

S : espacement entre les cadres

- Dans la zone nodale :  $S \leq \min ( h/4 ; 12\phi_l )$
- Dans la zone courante :  $S' \leq h/2$

$\phi_l$ : diamètre minimum des armatures longitudinales.

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

### 3.3 Résultats des sollicitations sont donnés par ETABS

Le ferrailage sera obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables données par les combinaisons à l'état limite ultime et de service.

**Tab VI.10** Sollicitations des poutres (E.L.U, E.L.S)

Section [cm <sup>2</sup> ]	Moment fléchissant [kN.m]				Effort tranchant T[kN]
	En travée		Sur appuie		
	ELU	ELS	ELU	ELS	
<b>P.P (35×45)</b>	59,17	42,51	122,14	87,79	70.35
<b>P.S (30×40)</b>	33,44	24,24	62,63	45,73	75.66

### 3.4. Armatures longitudinales des poutres

Le calcul du ferrailage a été fait par logiciel « SOCOTEC »

Les résultats du calcul sont regroupés dans tableau VI.11:

**Tab VI.11** Ferrailage longitudinal des poutres

Section [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>st</sub> BAEL91 [cm <sup>2</sup> ]		A <sub>st</sub> RPA99 [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>st</sub> max [cm <sup>2</sup> ]	
	En travée	Sur appuie		zone courante	zone recouvrement
<b>P.P (35×45)</b>	4.2	9.04	7.875	63	94.5
<b>P.S (30×40)</b>	2.68	5.16	6	48	72

- **condition de non-fragilité**

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.35 \times 0.42 \times 2.1}{400} = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.30 \times 0.37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité est vérifiée dans les poutres principale et secondaire.

le ferrailage longitudinal des poutres est récapitulé dans le tableau VII.12

**Tab VI.12** Récapitulatif des résultats de ferrailage longitudinale des poutres

Section [cm <sup>2</sup> ]	Section choisi		S [cm]	S' [cm]
	Sur appui	En travée		
<b>P.P (35×45)</b>	3T14 + 3T16	3T14 + 3T12	10	20
<b>P.S (30×40)</b>	2T14 + 3T12	2T14 + 3T12	10	20

## 3.5 Ferrailage transversal des poutres

$$\phi_t \leq \min ( h/35 ; \phi_{lmin} ; b/10 ) = \min ( 1.28 ; 1.2 ; 3.5 ) = 1.2 \text{ cm} ; \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_{tmin} = 0.003 S.b$$

**Tab VI.13** Ferrailage transversal des poutres

Section [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>tmin</sub> [cm <sup>2</sup> ]		ϕ <sub>t</sub> [mm]	section choisi
	zone nodale	zone courante		
<b>P.P (35×45)</b>	1.05	2.1	8	4Φ8 (1 cadre + un étrier)
<b>P.S (30×40)</b>	0.9	1.8	8	4Φ8 (1 cadre + un étrier)

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$V_{max} = 75.66 \text{ kN} ;$$

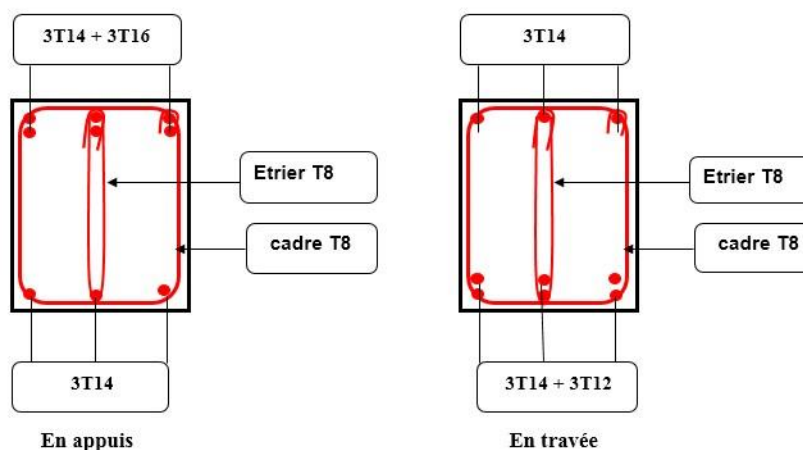
$$\tau = \frac{V_u}{b d} = \frac{75.66 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.788 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

➤ **Vérification aux ELS**

Le tableau VI.14 représente la vérification à l'état limite de service pour les poutres principales ainsi que les poutres secondaire

**Tab VI.14** Vérification aux ELS

Section [cm <sup>2</sup> ]	Sur appui		En travée		σ <sub>bc</sub> [MPa]	Condition
	M <sub>ser</sub> [kN.m]	σ <sub>bc</sub> [MPa]	M <sub>ser</sub> [kN.m]	σ <sub>bc</sub> [MPa]		
<b>P.P (35×45)</b>	87.79	3.44	42.51	4.21	15	✓
<b>P.S (30×40)</b>	45.73	4.46	24.24	2.1	15	✓



**Fig VI.2** Ferrailage de poutre principale



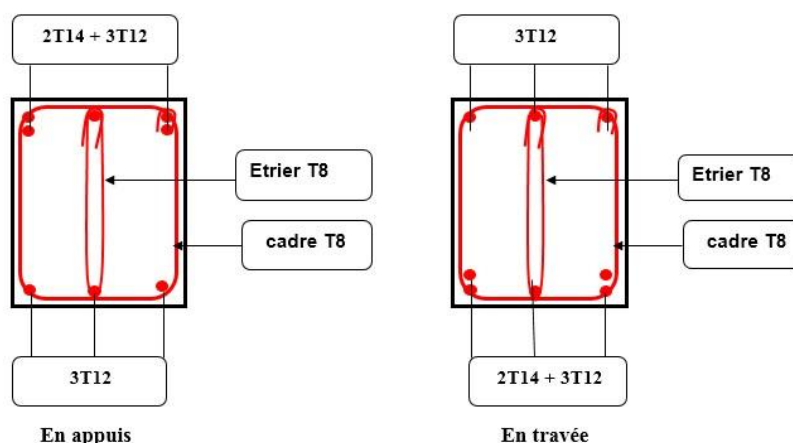


Fig VI.3 Ferrailage de la poutre secondaire

## 4. Ferrailage des voiles

Notre structure est contreventée par des voiles en béton armé, sollicités par des moments fléchissant, des efforts tranchants, et des efforts normaux.

La disposition des armatures dans les voiles sera menée de la manière suivante :

- Armatures longitudinales.
- Armatures transversales.

Le calcul se fera en flexion composée avec un effort tranchant ; le ferrailage s'effectuera selon le règlement BAEL91 révisé 99 en tenant compte des prescriptions du RPA99/2003.

### 4.1. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont données dans le tableau VII.15 :

Tab VI.15 Combinaisons des charges

BAEL 91	Combinaisons fondamentales	$1,35 \times G + 1,5 \times Q$
		$G + Q$
RPA 99	Combinaisons accidentelles	$G + Q \pm E$
		$0,8 \times G \pm E$

### 4.2. Ferrailage longitudinal

On utilise la méthode de Navier est une méthode de base pour la détermination des contraintes au niveau des voiles ou trumeaux.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.v}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie par rapport au centre de gravité,

On distingue trois cas :

- **1<sup>er</sup> cas :**  $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$  : La section du voile est entièrement comprimée.

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A.

$$A_{\min} = 0.20\% a \times L.$$

- **2<sup>ème</sup> cas :**  $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$  : La section du voile est entièrement tendue.

La section d'armature verticale est de :

$$A_v = F_t / f_e ; \quad F_t : \text{contraintes de traction.}$$

On compare  $A_v$  avec la section minimale :

Si :  $A_v \leq A_{\min} = 0,15\% a \times L$  ; On ferrailera avec la section minimale.

Si :  $A_v > A_{\min}$  ; On ferrailera avec  $A_v$ .

- **3<sup>ème</sup> cas :**  $(\sigma_1, \sigma_2)$  sont de signes opposés) : La section du voile est partiellement comprimée.

## 4.3 Voiles pleins

### 4.3.1 Caractéristiques du voile

la disposition des voiles est symétrique par rapport à l'axe (OY), elle représenté dans la figure VI.4 .

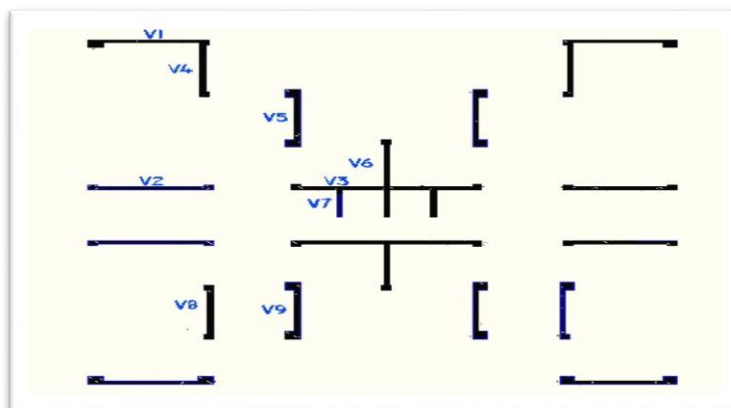


Fig VI.4 Disposition des voiles

Tab VII.16 Caractéristique des voiles pleins

Voile	L [m]	A [m <sup>2</sup> ]	I [m <sup>4</sup> ]	v[m]
TV1	1.27	0.254	0.034	0.63
V2	4	0.8	1.066	2
V3	4.05	0.81	1.107	2.02
V4	3.8	0.76	0.914	1.9
V5	4.1	0.82	1.14	2.05
V6	3.7	0.74	0.844	1.85
V7	2	0.4	0.133	1
TV8	2	0.4	0.013	0.47

TVn : trumeaux de voile n

### 4.3.2 Exemple de calcul voiles pleins V2

#### ➤ Ferrailage vertical du voile

Les résultats des contraintes sont résumés dans le tableau VI.17 :

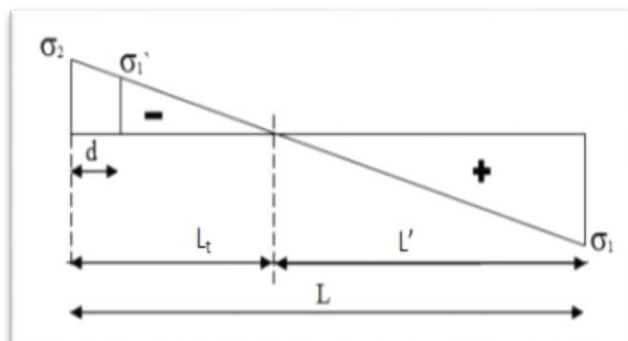
Tab VI.17 Valeurs des contraintes

L [m]	M [kN.m]	N[kN]	V[kN]	$\sigma_1$ [MPa]	$\sigma_2$ [MPa]	L' [m]	L <sub>i</sub> [m]	d[m]
4	24.44	2926.87	65.61	3.70	-3.61	2.03	2	1.35

$L'$  : longueur de la zone comprimée

$L_t$  : longueur de la zone tendue.

La section du voile est partiellement comprimée.(fig VI.18)



**Fig VI.5** Contraintes développées dans le voile

Le tableau VII.18 résume les sections d'armatures et le ferrailage :

**Tab VI.18** Calcul du ferrailage

<b>L [m]</b>	<b>M' [MN.m]</b>	<b>N' [MN]</b>	<b>AS cal [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>AS RPA [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>AS choisi [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Choix de section</b>	<b>As/ml/face</b>
4	0.42	0.66	15.52	8	15.60	14HA12	7HA12

L'espaceur exigé par le RPA99 :

D'après art 7.7.4.3/RPA99

$$St \leq \min (30 \text{ cm}; 1.5 a)$$

On prend :  $S = 20 \text{ cm}$

### ➤ Ferrailage horizontal du voile

D'après l'art 7.7.2/RPA99, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Telle que :  $\tau_b = \frac{\bar{V}}{a d}$

$$\bar{V} = 1.4 V_{\text{calcul}} = 1.4 \times 65.61 = 91.85 \text{ kN}$$

$$d = 0.9 L = 3.6 \text{ m}$$

$$\tau_b = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b \quad \text{La condition est satisfaite}$$

- ◆ Le pourcentage minimum d'armatures horizontales est donné comme suite :

$$A_{\min} = 0.15\% b.h = 12 \text{ cm}^2$$

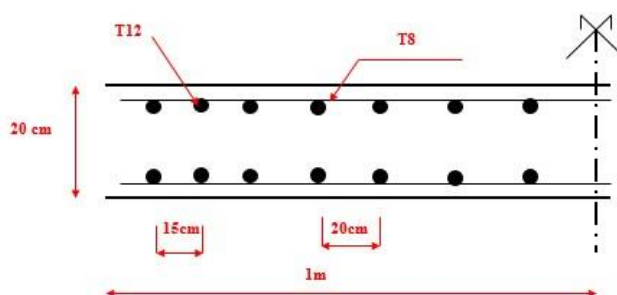
$$A = 1.5 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8 /ml/face}$$

- ◆ Espacement :  $S_h \leq \min(30 \text{ cm}; 1.5 a) = 30 \text{ cm}$  (art 7-7-4-3 RPA99)

$$S_h = 15 \text{ cm (zone nodale)}$$

$$S_h = 20 \text{ cm (zone courante)}$$

le ferrailage du voile est donnée dans la figure VII.6 .



**Fig VI.6** Ferrailage du voile

### 4.4 Les linteaux

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastrées à leurs extrémités. Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant. leurs caractéristiques géométriques sont données dans le tableau VII.19 .

**Tab VI.19** Caractéristiques géométriques des linteaux

	a [m]	L [m]	h [m]
V1	0.2	1.2	1
V8	0.2	0.95	0.6

#### 4.4.1 Ferrailage du linteau

Les sollicitations agissant sur les linteaux sont données dans le tableau VI.20 .

**Tab VI.20** Sollicitations sur des linteaux

	M [kN.m]	V [kN]
V1	3.72	4.12
V8	4.11	10.25

### ➤ Vérification des contraintes tangentielle

cette vérification de fait (art 7-7-2/RPA 99)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{a d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{V} = 1.4 V$$

**Tab VI.21** Vérification des contraintes tangentielles

	τ <sub>b</sub> [MPa]	τ̄ <sub>b</sub> [MPa]	Condition
V1	0.022	5	✓
V8	0.082	5	✓

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{a d} \leq \bar{\tau}_b = 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad 1^{\text{ème}} \text{ Cas [voir Annexe B]}$$

Les linteaux seront ferrillés conformément au règlement RPA 2003.

D'après l'article 7.7.3.1/RPA99 les linteaux sont calculés en flexion simple. On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion « A<sub>l</sub> ».
- Des aciers transversaux « A<sub>t</sub> ».

### • Armatures horizontales

Les sections d'aciers longitudinaux inférieur ou supérieur sont calculées par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{z f_e}$$

$$A_l(V1) = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$A_l(V2) = 1.71 \text{ cm}^2$$

- Section minimale

On prend alors comme section A<sub>l</sub> la section minimale imposée par le RPA :

$$A_{\text{min RPA}} = 0,0015 \times b \times h$$

- Espacement : S<sub>h</sub> ≤ min (30 cm; 1.5 a) = 30 cm ; on prend : S<sub>t</sub> = 15 cm

- **Armatures transversales**

D'après l'article 7.7.3.3/RPA99, on vérifie la condition suivante :

$$\tau_b < 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} , \text{ donc } : A_t \geq 0.0015 b.S_t$$

$$S_t \leq h/4$$

le ferrailage des linteaux est récapitulé dans le tableau VI.22

**Tab VI.22** ferrailage adopté

	<b>A<sub>min</sub> choisi [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>section choisi</b>	<b>S<sub>t</sub> [cm]</b>	<b>A<sub>t</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>S<sub>t</sub> [cm]</b>
<b>V1</b>	1.8	6HA12	15	3 (2HA12)	30
<b>V8</b>	1.71	6HA12	15	3 (2HA12)	20

## **CHAPITRE VII**

# **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**



## 1. Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut-être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Les caractéristiques du sol support.
- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

## 2. Combinaisons des charges

Selon le RPA99 version 2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 \times G \pm E$$

Le taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars.

## 3. Choix du type de fondation

Le sol d'assise a une bonne capacité portante à 2 m de profondeur, on va donc choisir des fondations superficielles.

En ce qui concerne notre ouvrage, deux cas peuvent se présenter :

- ◆ Semelles filantes.
- ◆ Radier général.

Pour choisir le type de fondation approprié on doit vérifier la surface totale nécessaire pour la semelle ; on doit donc calculer l'effort transmis au sol.

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Les efforts obtenus à la base du bâtiment donnée par le logiciel « Etabs » sont résumés dans le tableau VII.1.

**TabVII.1** Efforts à la base de la structure

	<b>N[kN]</b>	<b>M<sub>x</sub> [kN.m]</b>	<b>M<sub>y</sub> [kN.m]</b>
<b>G+Q+E</b>	223829.39	4.513	61.72
<b>0.8G+E</b>	152914.81	2.53	42.23
<b>ELS</b>	111914.7	2.26	30.803

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$  : contrainte admissible du sol. Le terrain est non cohérents, à compacité moyenne (art 3.1/DTR-BC 2.331).

N : Effort normal à la base de la structure.

$$S_{\text{nécessaire}} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{223829 \times 10^{-3}}{0.2} = 1119.14 \text{ m}^2 > S_{\text{base}} = 512.82 \text{ m}^2$$

On a  $S_{\text{nécessaire}} > S_{\text{base}}$  donc le choix des semelles filantes comme type de fondation n'est pas justifié. On optera pour un radier général.

### 4. Radier général

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- L'atténuation des effets des irrégularités ou de l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

#### 4.1. Prédimensionnement du radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les nervures. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

##### ➤ Condition forfaitaire

- L'épaisseur  $h_n$  de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\text{max}} / 20. \quad ; L_{\text{max}} : \text{distance maximale entre axes } 4.25\text{m.}$$

$$\text{Soit : } h \geq 0.21 \text{ m ; } h_r = 0.3 \text{ m}$$

## ➤ Vérification au poinçonnement

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant [art5.2.4.2/CBA93].

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_r \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad [\text{Art A.5.2.4 /CBA 93}]$$

$N_u$  : charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du voile ou du poteau le plus sollicité

$h_r$  : épaisseur totale du radier.

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé.  $\mu_c = 2(a' + b')$

Avec  $\begin{cases} a' = a + h_r \\ b' = b + h_r \end{cases}$       donc  $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

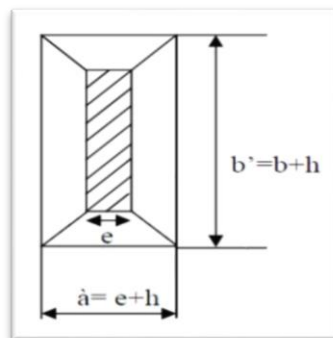
## ◇ Voile

On fait le calcul pour le voile « V2 »  $b = 4\text{m}$  ;  $a = 0.2\text{ m}$

$$N_u = 2926.87 \text{ kN} = 2.926 \text{ MN}$$

$$N_u \leq 0,045 \cdot 2(a + b + 2h_r) \cdot h_r \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

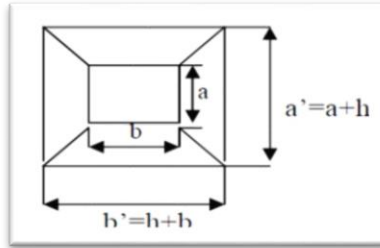
$$h_r^2 + 2.1h_r - 0.973 \geq 0 \longrightarrow h_r \geq 0.39 \text{ m} ; h_r = 0.4 \text{ m}$$



**Fig VII.1** Périmètre du contour cisailé du voile

## ◇ Poteau

Le poteau le plus sollicité a une section de (50x50) cm<sup>2</sup>.



**Fig VII.2** Périmètre du contour cisailé de poteau

$$N_u = 2.03 \text{ MN}$$

$$h_r^2 + 0.5 \cdot h_r - 0.676 \geq 0 ; \text{ Soit } h_r \geq 0.60 \text{ m} ; \mathbf{h_r = 0.6 \text{ m}}$$

## ➤ Condition sur la rigidité

Pour qu'un radier soit rigide, il faut que :  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e : \text{longueur élastique [m]} : \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$K$  : coefficient de réaction mécanique appelé aussi coefficient de raideur du sol. On prend : 40 MN/m<sup>3</sup>.

$E$  : module d'élasticité du béton. ( $E = 32164.2 \text{ MN/m}^2$ )

$b$  : largeur de la semelle.

$$I : \text{inertie d'une bande d'1 m de la semelle. } I = \frac{bh^3}{12}$$

$L$  : distance maximale entre deux poteaux = 4.25 m

$$\mathbf{h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}}$$

On trouve :  $h_r \geq 0.53 \text{ m} , \mathbf{h_r = 0.55 \text{ m}}$

Adopté sera le max entre « 0.3m; 0.5m; 0.4m; 0.6m »

On prend  $h_r = 0.6 \text{ m}$  pour le radier

## 4.2 Caractéristiques du radier

### 4.2.1 Détermination du débord

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm}\right) \quad ; \text{ soit : } \quad L_{\text{débord}} = 30 \text{ cm}$$

### 4.2.2 Surface du radier

La surface du radier est donnée comme suit :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{batiment}} = 512.82 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{débord}} = 32.97 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 545.79 \text{ m}^2$$

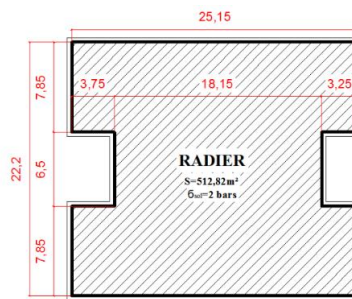


Fig VII.3 Radier

### 4.2.3 Poids du radier

Le poids du radier est :

$$G_{\text{radier}} = S_r \cdot h_r \cdot \gamma_{\text{béton}}$$

$$G_r = 545.79 \times 0.60 \times 25 \quad G_{\text{radier}} = 6821.85 \text{ kN}$$

### 4.2.4 Centre de masse du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_{G,r} = 12.875 \text{ m}$$

$$Y_{G,r} = 11.4 \text{ m}$$

### 4.2.5 Moment d'inertie du radier

Les moments d'inertie dans les deux directions X et Y sont :

$$I_x = 10678.42 \text{ m}^4$$

$$I_y = 27286.65 \text{ m}^4$$

### 4.2.6 Poids du remblai

Le remblai se trouvant sur le débord est d'une masse volumique de  $18 \text{ kN/m}^3$

$$G_{\text{rem.}} = S_{\text{débord}} \cdot h_{\text{remblai}} \cdot \gamma_{\text{remblai}}$$

$$h_{\text{remblai}} = D - h_{\text{radier}}$$

D : profondeur d'encrage du bâtiment = 2 m

$$G_{\text{rem.}} = 32.97 \times 18 \times (2 - 0.6) \quad \text{on trouve :} \quad G_{\text{rem.}} = \mathbf{893.08 \text{ kN}}$$

### 4.3 Vérification des contraintes dans le sol

Les contraintes seront déterminées en flexion déviée selon la formule suivante :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M}{I} \nu < 1.33 \sigma_s$$

Le diagramme de la contrainte sous le radier, peut être rectangulaire ou trapézoïdal.

La contrainte maximale exercée sur le sol ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_s = 0.2 \text{ MPa}$$

L'effort total est donné par  $N = G + Q$  ; telle que :  $G = G_{\text{bati}} + G_{\text{rem}} + G_r = 71328.05 \text{ kN}$  ;

$$Q_{\text{bat}} = 8850 \text{ kN} ; S_{\text{radier}} = 545.79 \text{ m}^2$$

$$M = M_{\text{base}} + V \times h_{\text{ancrage}}$$

**Tab VII.2** Vérification des contraintes

	<b>Sens XX</b>	<b>Sens YY</b>
<b>N [kN]</b>	80178.05	80178.05
<b>M<sub>base</sub> [kN.m]</b>	39.94	546.313
<b>V [m]</b>	29.09	152.02
<b>M [kN.m]</b>	98.12	850.35
<b>ν [m]</b>	12.875	11.2
<b>I [m<sup>4</sup>]</b>	10678.42	27286.65
<b>σ<sub>1</sub> [MPa]</b>	0.146	0.164
<b>σ<sub>2</sub> [MPa]</b>	0.147	0.148
<b>σ<sub>moy</sub> [MPa]</b>	0.146	0.1465
<b>σ<sub>adm</sub> [MPa]</b>	0.2	0.2
<b>Condition</b>	✓	✓

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Les contraintes appliquées sur le radier sont inférieures à la contrainte admissible du sol.

### 4.4 Vérification au soulèvement

L'effort total est donné par  $N = 0.8G+Q$

Tab VII.3 Vérification au soulèvement

	Sens XX	Sens YY
<b>N [kN]</b>	65912.44	65912.44
<b>M<sub>base</sub> [kN.m]</b>	39.94	546.313
<b>V [m]</b>	29.09	152.02
<b>M [kN.m]</b>	98.12	850.35
<b>v [m]</b>	12.875	11.2
<b>I [m<sup>4</sup>]</b>	10678.42	27286.65
<b>σ<sub>1</sub> [MPa]</b>	0.12	0.11
<b>σ<sub>2</sub> [MPa]</b>	0.12	0.12
<b>σ<sub>moy</sub> [MPa]</b>	0.12	0.112
<b>σ<sub>adm</sub> [MPa]</b>	0.2	0.2
<b>condition</b>	✓	✓

Toutes les contraintes sont positives (compression) donc pas de risque de soulèvement

## 5. Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé appuyé sur les nervures, Le ferrailage se fait en flexion simple, en utilisant la méthode préconisée par le BAEL91 pour la détermination des moments et des efforts tranchants pour le calcul du ferrailage. La fissuration est considérée préjudiciable.

### 5.1 Calcul des panneaux

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions du BAEL99.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{\text{sol.ser}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{\text{sol.u}} = 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} \approx 2.5 \text{ bars} = 0.25 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$q_u = 230 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = 180 \text{ kN/ m}^2$$

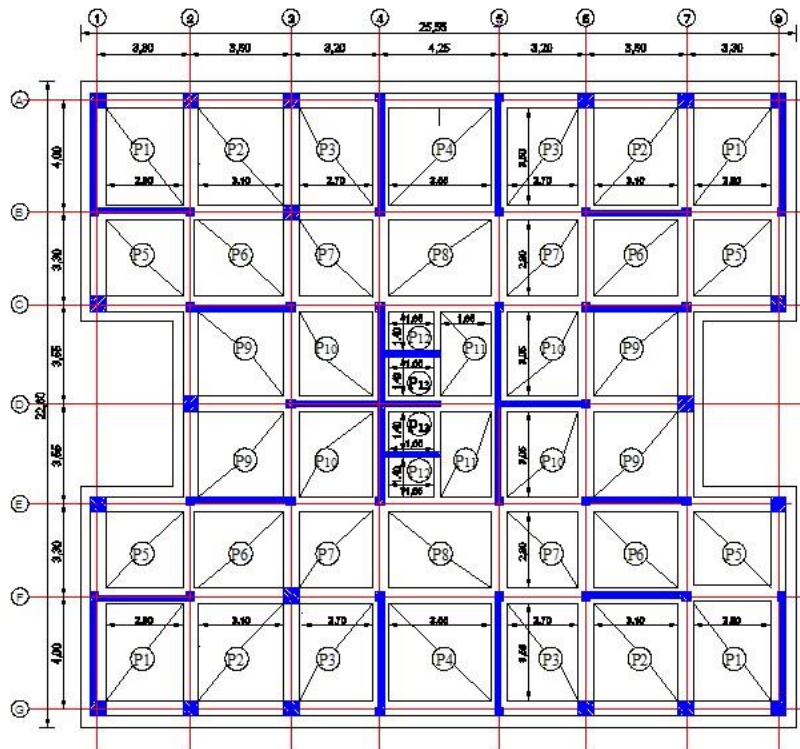


Fig VII.4 Désignation des panneaux

## 5.1.1 Etapes de calcul des panneaux

1/ Calcul de :  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ .

Tous les panneaux sont rectangulaires appuyés sur leurs contours et  $0.4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle porte dans les deux sens.

$l_x$  : Petit côté du panneau.

$l_y$  : Grand côté du panneau.

2/ Calcul des moments fléchissant développés au centre du panneau.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0,x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_{0,y} = M_x \cdot \mu_y \end{array} \right.$$

Avec :

q : Chargement uniformément répartie sur la dalle,

«  $\mu_x$  » et «  $\mu_y$  » sont des coefficients donnés en fonction de «  $\rho$  », [voir annexe C]



## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

### 3/ Ventilation des moments

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis. D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

$$\text{Panneau de rive : } \begin{cases} M_{\text{Travée}}(M_t) = 0.85.M_0 \\ M_{\text{appui}}(M_{\text{app}}) = 0.3.M_0 \end{cases}$$

$$\text{Panneau intermédiaire : } \begin{cases} M_{\text{Travée}}(M_t) = 0.75.M_0 \\ M_{\text{appui}}(M_{\text{app}}) = 0.5.M_0 \end{cases}$$

Ces valeurs devant respecter la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25 \cdot M_0$$

### 5.1.2 Résultats de calcul

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux suivant :

**Tab VII.4** Moments fléchissant développés au centre du panneau.

Panneaux	$l_x$ [m]	$l_y$ [m]	$\rho$	$\mu_x$	$\mu_y$	ELU		ELS	
						$M_{o_x}$ [MN.m]	$M_{o_y}$ [MN.m]	$M_{o_x}$ [MN.m]	$M_{o_y}$ [MN.m]
<b>P<sub>1</sub></b>	2.8	3.5	0.800	0.056	0.595	0.100	0.060	0.079	0.047
<b>P<sub>2</sub></b>	3.1	3.5	0.886	0.048	0.772	0.106	0.081	0.083	0.064
<b>P<sub>3</sub></b>	2.7	3.5	0.771	0.059	0.552	0.100	0.055	0.077	0.042
<b>P<sub>4</sub></b>	3.5	3.65	0.959	0.04	0.889	0.112	0.100	0.088	0.078
<b>P<sub>5</sub></b>	2.8	2.8	1.000	0.037	1.000	0.068	0.068	0.052	0.052
<b>P<sub>6</sub></b>	2.8	3.1	0.903	0.046	0.778	0.082	0.063	0.065	0.050
<b>P<sub>7</sub></b>	2.7	2.8	0.964	0.039	0.892	0.065	0.057	0.051	0.045
<b>P<sub>8</sub></b>	2.8	3.65	0.767	0.065	0.473	0.117	0.055	0.091	0.043
<b>P<sub>9</sub></b>	3.05	3.1	0.984	0.038	0.973	0.081	0.078	0.063	0.061
<b>P<sub>10</sub></b>	2.7	3.05	0.885	0.047	0.731	0.078	0.057	0.061	0.044
<b>P<sub>11</sub></b>	1.65	3.05	0.541	0.091	0.321	0.056	0.017	0.044	0.014
<b>P<sub>12</sub></b>	1.4	1.65	0.848	0.051	0.685	0.021	0.014	0.017	0.011

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

**Tab VII.5** Ventilation des moments à l'ELU

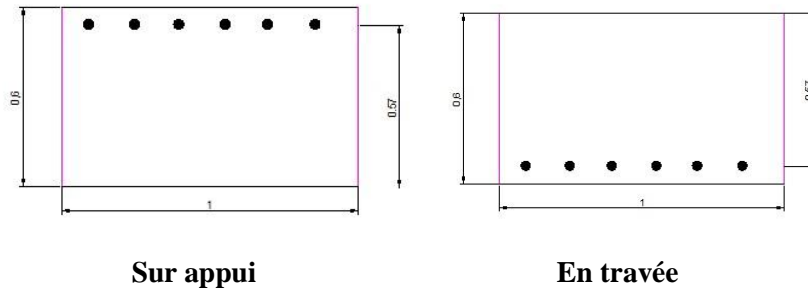
Panneaux	ELU			
	Sens X-X		Sens Y-Y	
	M <sub>travee</sub> [MN.m]	M <sub>appui</sub> [MN.m]	M <sub>travee</sub> [MN.m]	M <sub>appui</sub> [MN.m]
P <sub>1</sub>	0.085	0.030	0.051	0.031
P <sub>2</sub>	0.079	0.053	0.060	0.040
P <sub>3</sub>	0.075	0.050	0.047	0.027
P <sub>4</sub>	0.084	0.056	0.087	0.050
P <sub>5</sub>	0.057	0.020	0.058	0.034
P <sub>6</sub>	0.061	0.041	0.047	0.031
P <sub>7</sub>	0.048	0.037	0.042	0.028
P <sub>8</sub>	0.087	0.058	0.042	0.028
P <sub>9</sub>	0.068	0.041	0.066	0.023
P <sub>10</sub>	0.058	0.039	0.042	0.028
P <sub>11</sub>	0.041	0.029	0.012	0.008
P <sub>12</sub>	0.016	0.012	0.010	0.007

**Tab VII.6** Ventilation des moments à l'ELS

Panneaux	ELS			
	Sens X-X		Sens Y-Y	
	M <sub>travee</sub> [MN.m]	M <sub>appui</sub> [MN.m]	M <sub>travee</sub> [MN.m]	M <sub>appui</sub> [MN.m]
P <sub>1</sub>	0.067	0.023	0.039	0.014
P <sub>2</sub>	0.062	0.041	0.048	0.032
P <sub>3</sub>	0.057	0.038	0.031	0.021
P <sub>4</sub>	0.065	0.043	0.058	0.039
P <sub>5</sub>	0.04	0.024	0.044	0.015
P <sub>6</sub>	0.045	0.030	0.037	0.025
P <sub>7</sub>	0.038	0.025	0.033	0.022
P <sub>8</sub>	0.068	0.045	0.032	0.021
P <sub>9</sub>	0.053	0.018	0.051	0.018
P <sub>10</sub>	0.045	0.030	0.033	0.022
P <sub>11</sub>	0.033	0.022	0.010	0.007
P <sub>12</sub>	0.012	0.008	0.008	0.005

## 5.2 Ferrailage des panneaux

Le ferrailage se fait en flexion simple avec fissuration préjudiciable section de béton ( $b = 1\text{m} \times h = 0.6\text{m}$ ).



**Fig VIII.5** Dimensionne des panneaux

### ◆ Pourcentage minimal d'aciers

Le ferrailage des panneaux du radier devra satisfaire la condition de l'art **B.7.4/CBA93** relatif aux pourcentages minimaux d'acier dans les deux directions de chaque panneau.

- Pour le grand côté du panneau :  $A_{sy} \geq 0.0008bh$
- Pour le petit côté du panneau :  $A_s = 1.2 A_{sy}$

**Tab VII.7** Ferrailage en travée [cm<sup>2</sup>]

Panneaux	Sens X-X			Sens Y-Y		
	As (ELU)	As (ELS)	A <sub>smin</sub>	As (ELU)	As (ELS)	A <sub>smin</sub>
<b>P<sub>1</sub></b>	5.250	8.350	5.76	3.104	4.970	4.800
<b>P<sub>2</sub></b>	4.860	7.740	5.76	4.267	6.770	4.800
<b>P<sub>3</sub></b>	4.530	7.220	5.76	2.820	4.520	4.800
<b>P<sub>4</sub></b>	5.170	8.225	5.76	5.210	8.290	4.800
<b>P<sub>5</sub></b>	3.450	5.520	5.76	3.450	5.520	4.800
<b>P<sub>6</sub></b>	3.789	6.050	5.76	3.340	5.340	4.800
<b>P<sub>7</sub></b>	2.980	4.770	5.76	2.656	4.256	4.800
<b>P<sub>8</sub></b>	6.110	9.690	5.76	2.520	4.046	4.800
<b>P<sub>9</sub></b>	4.125	6.720	5.76	3.610	5.770	4.800
<b>P<sub>10</sub></b>	3.598	5.750	5.76	2.620	4.204	4.800
<b>P<sub>11</sub></b>	2.590	4.160	5.76	0.828	1.330	4.800
<b>P<sub>12</sub></b>	1.040	1.678	5.76	0.713	1.149	4.800

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

**Tab VII.8** Ferrailage sur appui [cm<sup>2</sup>]

Panneaux	Sens X-X			Sens Y-Y		
	As (ELU)	As (ELS)	As <sub>min</sub>	As (ELU)	As (ELS)	As <sub>min</sub>
<b>P<sub>1</sub></b>	3.069	4.913	5.76	1.819	2.923	4.800
<b>P<sub>2</sub></b>	3.226	5.162	5.76	2.485	4.036	4.800
<b>P<sub>3</sub></b>	3.006	4.813	5.76	0.989	1.594	4.800
<b>P<sub>4</sub></b>	3.429	5.483	5.76	3.045	4.813	4.800
<b>P<sub>5</sub></b>	2.021	3.246	5.76	2.021	3.181	4.800
<b>P<sub>6</sub></b>	2.517	4.036	5.76	1.955	3.139	4.800
<b>P<sub>7</sub></b>	1.981	3.181	5.76	1.766	2.772	4.800
<b>P<sub>8</sub></b>	3.567	5.703	5.76	1.678	2.697	4.800
<b>P<sub>9</sub></b>	2.467	3.955	5.76	2.399	3.834	4.800
<b>P<sub>10</sub></b>	2.39	3.834	5.76	1.744	2.772	4.800
<b>P<sub>11</sub></b>	1.725	2.772	5.76	0.552	0.659	4.800
<b>P<sub>12</sub></b>	0.693	1.119	5.76	0.475	0.802	4.800

**Tab VII.9** Ferrailage adopté

Panneau	En travée			Sur appuis		Choix de section/ml
	Sens X-X	Sens Y-Y		Sens X-X	Sens Y-Y	
	As [cm <sup>2</sup> ]	As [cm <sup>2</sup> ]	Choix de section	As [cm <sup>2</sup> ]	As [cm <sup>2</sup> ]	
<b>P<sub>1</sub></b>	8.350	4.970	6HA14	5.76	4.800	4HA12
<b>P<sub>2</sub></b>	7.740	6.770	4HA16	5.76	4.800	4HA12
<b>P<sub>3</sub></b>	7.220	4.800	4HA16	5.76	4.800	4HA12
<b>P<sub>4</sub></b>	8.225	8.290	6HA14	5.76	4.813	4HA12
<b>P<sub>5</sub></b>	5.76	5.520	4HA14	5.76	4.800	4HA12
<b>P<sub>6</sub></b>	6.050	5.340	4HA14	5.76	4.800	4HA12
<b>P<sub>7</sub></b>	5.76	4.800	4HA12	5.76	4.800	4HA12
<b>P<sub>8</sub></b>	9.690	4.800	5HA16	5.76	4.800	4HA12
<b>P<sub>9</sub></b>	6.720	5.770	4HA16	5.76	4.800	4HA12
<b>P<sub>10</sub></b>	5.76	4.800	4HA14	5.76	4.800	4HA12
<b>P<sub>11</sub></b>	5.76	4.800	4HA14	5.76	4.800	4HA12
<b>P<sub>12</sub></b>	5.76	4.800	4HA14	5.76	4.800	4HA12

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 6.64 \text{ cm}^2 \quad \text{condition satisfaite pour tous les panneaux}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

On choisit le panneau 4 pour calculer l'effort tranchant :

$$V = 177.35 \text{ kN}$$

$$\tau_b = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = 311.1 \text{ kN} = 0.31 \text{ MPa} < 0.1 f_{c28} = 2.5 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, donc pas besoin d'armatures transversales.

Nous ferrailurons le débord par prolongement des aciers sur appui des panneaux.

➤ **Espacement**

En travée :  $S_t = 100/6 = 16 \text{ cm}$ ; on prend  $S_t = 18 \text{ cm}$ ,

Sur appui :  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ ; on prend  $S_t = 25 \text{ cm}$ ,

## 4.2 Etude des nervures

### 4.2.1 Evaluation des charges

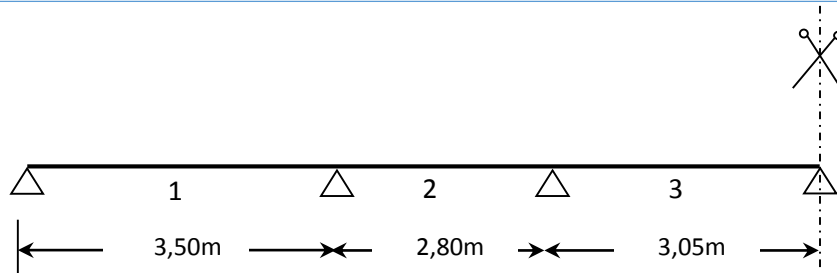
Les charges réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture.

Les charges réparties sont triangulaire et trapézoïdale donc les charges uniformément répartie équivalentes sont calculées par les formules suivantes :

**Tab VII.10** Transmission des charges

	<b>Elément</b>	<b>Trapèze</b>	<b>Triangle</b>
$q_{eq} = q \cdot c$	moment fléchissant	$c = \left[ 1 - \frac{\rho^2}{3} \right] \cdot \frac{l_x}{2}$	$c = \frac{l_x}{3}$
	l'effort tranchant	$c = \left[ 1 - \frac{\rho}{2} \right] \cdot \frac{l_x}{2}$	$c = \frac{l_x}{4}$

Par exemple la poutre continue la plus sollicitée dans le sens Y « Axe 6.6 » on a le schéma suivant :



**Fig VII.6** Mode d'appui de la nervure

**Tab VII.11** Chargement équivalent exercé sur la travée « 1 » a l'ELU

Moment fléchissant	Panneaux	Chargement	$\rho$	$l_x$ [m]	c	q [kN/m <sup>2</sup> ]	q <sub>eq</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
	P2	Trapèze	0.886	3.10	1.145	233.70	267.51
	P3	Trapèze	0.771	2.70	1.082	233.70	252.91
$\Sigma$						/	<b>520.42</b>
Effort tranchant	Panneaux	Chargement	$\rho$	$l_x$ [m]	c	q [kN/m <sup>2</sup> ]	q <sub>eq</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
	P2	Trapèze	0.657	3.10	1.041	233.70	243.21
	P3	Trapèze	0.543	2.70	0.984	233.70	229.86
$\Sigma$						/	<b>473.08</b>

Les travées « 2 » et « 3 » sont données dans les tableaux à l'annexe « C »

### 4.2.2 Dimensionnement de la nervure

Le dimensionnement des nervures se fera conformément aux prescriptions du **BAEL99** relatives au dimensionnement des sections.

b : Largueur de la nervure  $b = 0.5 \text{ m}$  .

h : hauteur totale de la section elle sera déterminée par les deux conditions suivantes :

➤ **Condition de résistance au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0.1 f_{c28} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = q \frac{l_{\max}}{2} ; \text{ et } q = \frac{N}{S_{\text{radier}}} = 436.46 \text{ kN} ; L_{\max} = 4.25 \text{ m}$$

soit  $V_u = 0.93 \text{ MPa}$

On prend le panneau le plus grand, on le considère appuie sur les quatre cotés.

$$h \geq \frac{V_u}{0.9 \cdot b \cdot \tau_u} \longrightarrow h \geq \frac{0.93}{0.9 \times 1 \times 1,25} \longrightarrow h_r \geq 0.82 \text{ m} ; \mathbf{h_r = 0.9 \text{ m}} \dots\dots(1)$$

### ➤ Condition sur la rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$L_e$  : longueur élastique [m] :  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} = 3.09 \text{ m}$  (pour  $h = 0.7\text{m}$ )

$K$  : coefficient de réaction mécanique appelé aussi coefficient de raideur du sol.

On prend :  $40 \text{ MN/m}^3$ .

$E$  : module d'élasticité du béton. ( $E = 32164.2 \text{ MN/m}^2$ )

$b$  : largeur de la semelle.

$I$  : inertie d'une bande de 0.5 m de la semelle.  $I = \frac{bh^3}{12}$

$L$  : distance maximale entre deux poteaux = 4.25 m

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

On trouve :  $h_r \geq 0.53 \text{ m} \dots (2)$

La hauteur de la nervure sera le max entre (1) et (2) donc on prend  $h_r = 0.9 \text{ m}$ .

### 4.2.3 Ferrailage de la nervure

Le calcul des efforts dans les nervures se fait par la méthode forfaitaire comme pour une poutre continue. Pour tenir compte des moments de continuité on utilisera les coefficients donnés par le BAEL :

$$\text{Panneau de rive : } \begin{cases} M_{\text{Travée}} = 0.85.M_0 \\ M_{\text{appui}} = 0.3.M_0 \end{cases}$$

$$\text{Panneau intermédiaire : } \begin{cases} M_{\text{Travée}}(M_t) = 0.75.M_0 \\ M_{\text{appui}}(M_{\text{app}}) = 0.5.M_0 \end{cases}$$

Ces valeurs devant respecter la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25 \cdot M_0$$

Le ferrailage des nervures se fera en flexion simple, fissuration étant préjudiciable.

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

**Tab VII.12** Moment fléchissant sur appuis et en travées

		Moment fléchissant [kN.m]
<b>Appuis</b>	<b>G</b>	239.07
	<b>F</b>	398.45
	<b>E</b>	264.24
	<b>D</b>	237.81
<b>Travées</b>	<b>1</b>	677.36
	<b>2</b>	335.09
	<b>3</b>	396.36

### ➤ Ferrailage longitudinal

On considère les moments max en appui et en travée pour le ferrailage du reste des nervures, les résultats sont données dans le tableau suivant :

**Tab VII.13** Ferrailage de nervure sur appuis.

Appuis	$M_u$ [MN.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{CNF}$ [cm <sup>2</sup> ]	As adopté
<b>G</b>	0.171	12.722	4.89	5T20 (15.7cm <sup>2</sup> )
<b>F</b>	0.285	21.203		8T20 (25.12cm <sup>2</sup> )
<b>E</b>	0.198	14.68		5T20 (15.7cm <sup>2</sup> )
<b>D</b>	0.178	13.211		5T20 (15.7cm <sup>2</sup> )

**Tab VII.14** Ferrailage de nervure en travée.

Travées	$M_u$ [MN.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{CNF}$ [cm <sup>2</sup> ]	As adopté
<b>1</b>	0.385	28.618	4.89	10T20 (31.4cm <sup>2</sup> )
<b>2</b>	0.240	17.832		6T2 (31.41cm <sup>2</sup> )
<b>3</b>	0.296	22.02		8T20 (15.7cm <sup>2</sup> )

- Condition de non-fragilité :  $A_{CNF} = 0,23 \times 0,5 \times 0,9 \times 0,9 \times \frac{2,1}{400} = 4.89 \text{ cm}^2$

### ➤ Ferrailage transversal

#### a. Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement  $\tau_{u_{max}}$  doit vérifier la condition suivante :  $\tau_{u_{max}} \leq \bar{\tau}$ .



$$\tau_{\text{umax}} = \frac{V_{\text{umax}}}{b_o d} = \frac{0.93}{0.5 \times 0.81} = 2.29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \ll \text{Condition vérifiée} \gg$$

### b. Calcul des armatures

Le règlement impose la condition suivante

$$\varphi_t \leq \min (\varphi_L; h/35; b/10)$$

$$\varphi_t \leq \min (2\text{cm}; \frac{90}{35} = 2,57\text{cm}; \frac{50}{10} = 5\text{cm})$$

Soit six brins d'aciers transversaux « 6T8 » .....  $\rightarrow A_t = 3.02\text{cm}^2$

### c. Calcul des espacements $S_t$

#### ◆ Prescription du RPA 2003 « Art7.5.2.2 »

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zone nodale :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} = 22.5\text{cm}; 12\varphi_{L,\min} = 12 \times 1,6 = 19.2 \right) = 19.2\text{cm}$

En zone courante :  $S \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm}$

L'espacement adopté est le suivant :

$S_t = 10\text{cm}$  ..... Zone nodale.

$S_t = 15\text{cm}$  ..... Zone courante.

Voir le ferrailage des nervures et du radier dans les plans du ferrailage fourni en annexe

# CONCLUSION GÉNÉRALE

## Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même l'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en portiques contreventées par voiles.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels « ETABS ; SAP2000 » lui mêmes.

# BIBLIOGRAPHIE

# BIBLIOGRAPHIE

- [1]. **André Filiatrault**, « Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures », Presses inter Polytechnique, 1996 ; 478 pages
- [2]. **BAEL 91**, « Béton armé aux états limite ».
- [3]. **CBA93**, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé ». C.G.S.
- [4]. **D.T.R. C 2.4.7**, « Règlement Neige & Vent/RNC 1999 ».
- [5]. **D.T.R-B.C.2.2**, « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- [6]. **D.T.R-B.C.2.48**, « Règles Parasismique Algériennes /RPA 99 ; version 2003 ».
- [7]. **D.T.R-BC.2.331**, « Règles de calcul des fondations superficielles ».
- [8]. **Henry Thonier**, « Conception et calcul des structures de bâtiment tome 1-2-3-4».2<sup>ème</sup> édition, 1993, 75007 Paris
- [9]. **I. AOUARI ; A. BADJA**, « Etude d'une tour (R+15) de forme irrégulière » PFE. ENP. Juin 2008.
- [10]. **M. BELAZOUGUI** ; « Calcul des ouvrages en béton armé », 4<sup>ème</sup> édition 2007, (OPU)
- [11]. **Milan Zacek**, « Construire parasismique: risque sismique, conception parasismique des bâtiments » Editions Parenthèses, 1996, 340 pages.
- [12]. **R. BOUTEMEUR**, « Cours de Béton Armé 4<sup>ième</sup> Année »

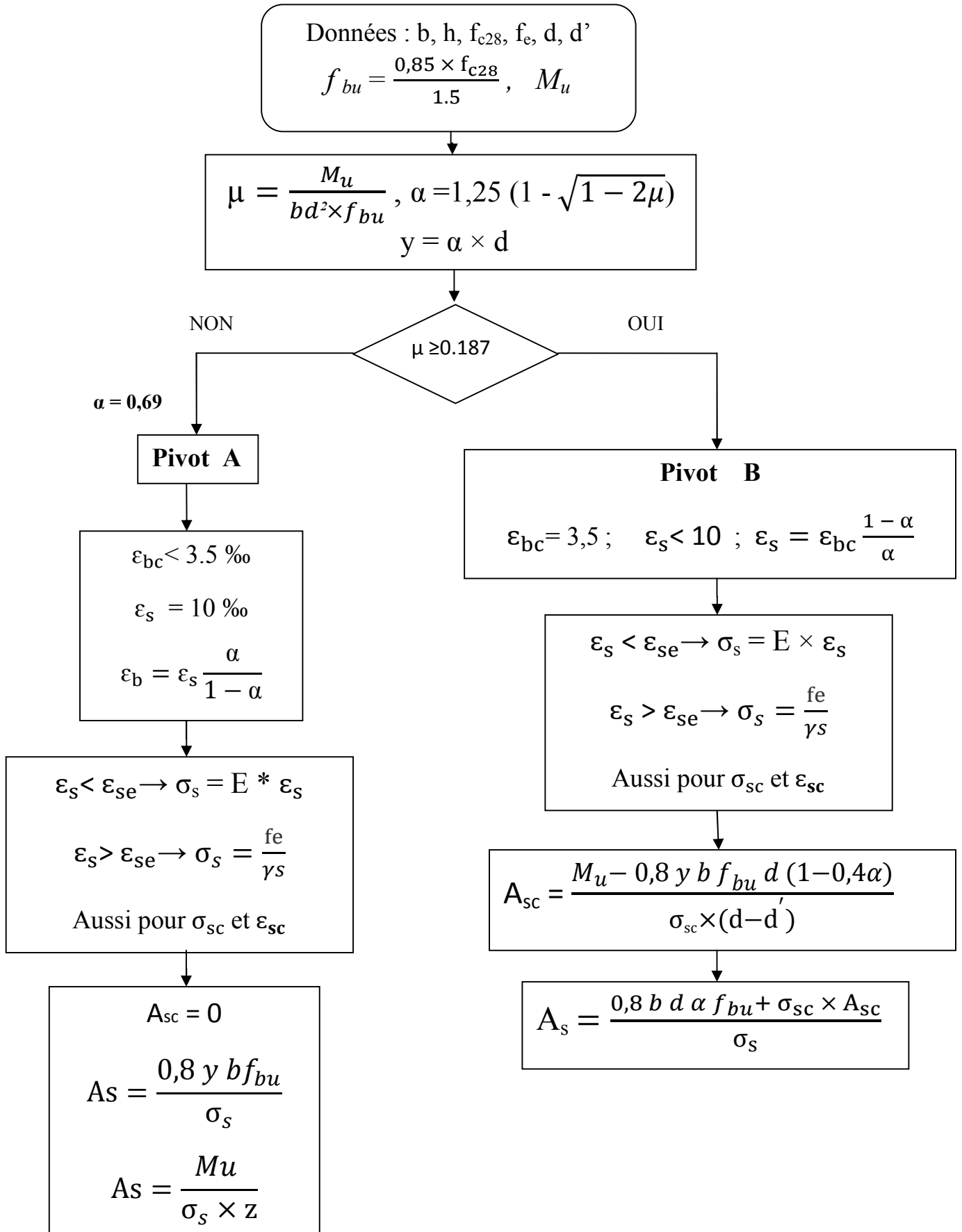
## LOGICIELS

- [13]. ETABS Nonlinear version 9.7.4
- [14]. SAP 2000 V14.0.0 Computer and Structures, université de Berkeley, A California 2009.
- [15]. SOCOTEC BAEL, Dalle V1.00.026..
- [16]. Auto CAD 2010.

# ANNEXES

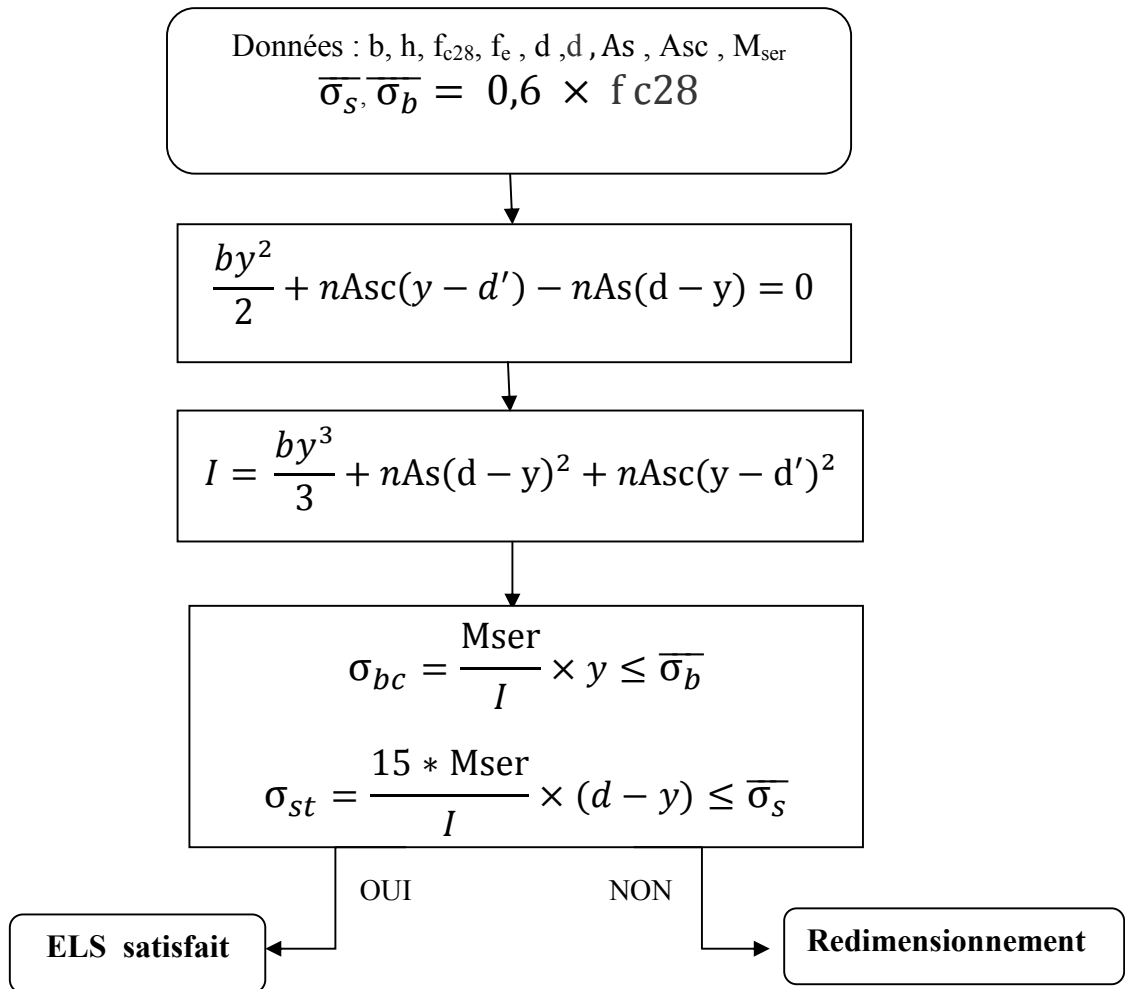
## ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT AUX ELU

En flexion simple « section rectangulaire »



## ORGANIGRAMME DE VERIFICATION AUX ELS

En flexion simple « section rectangulaire »



$\overline{\sigma}_s = f_e$  Fissuration peu préjudiciable ;

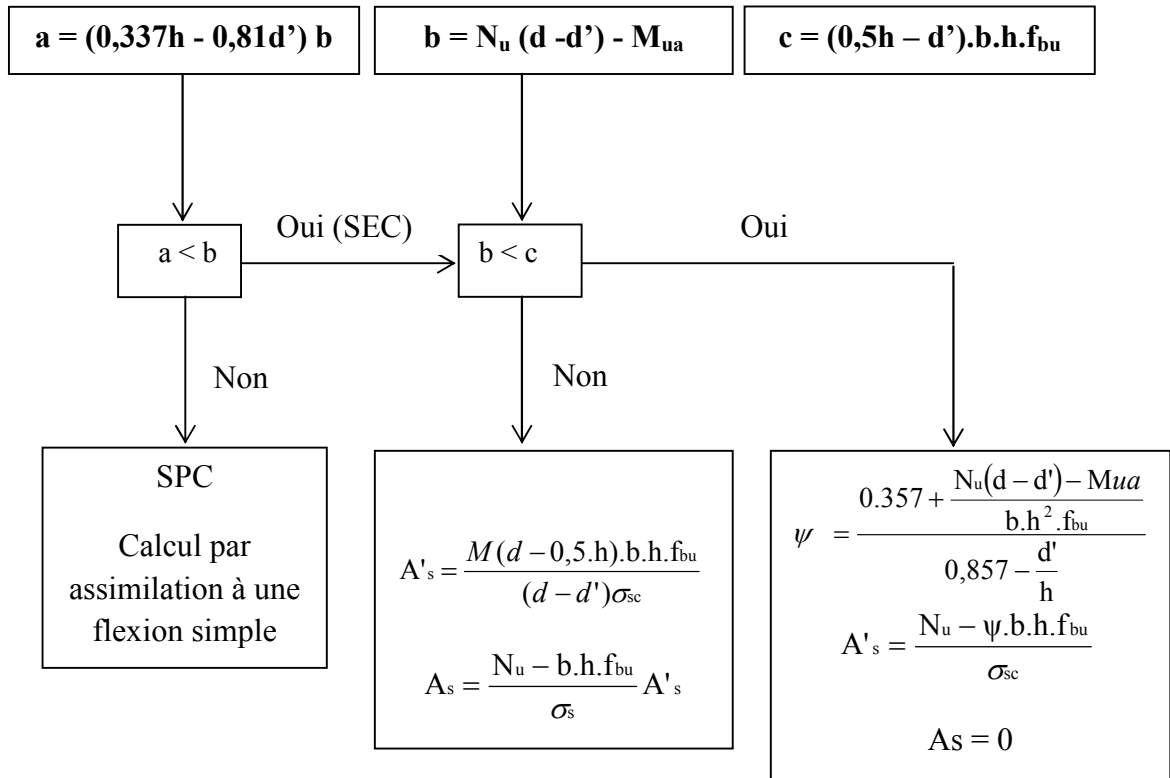
$\overline{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\mu f_{tj}})$  Fissuration peu préjudiciable ;

$\overline{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\mu f_{tj}})$  Fissuration très préjudiciable.



## ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT AUX ELU

En flexion composée « section rectangulaire »



# Annexe B

## 1) Ferraillage des linteaux

Les linteaux seront ferrailés conformément au règlement **RPA 2003**.

D'après l'article **7.7.3** du **RPA 2003**; deux cas peuvent se présenter :

### 1<sup>er</sup> Cas $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec les efforts (M,V).

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion. ( $A_l$ )
- Des aciers transversaux. ( $A_t$ )
- Des aciers en partie courante (aciers de peau). ( $A_c$ )

### ➤ **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule :

$$A_L \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

$$\text{Avec : } z = h - 2 \cdot d'$$

Où :

**h** : hauteur totale du linteau.

**d'** : distance d'enrobage.

### ➤ **Aciers transversaux**

- 1<sup>er</sup> sous cas Linteaux longs ( $\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$ ).

On a :

$$s \leq A_t \cdot f_e \cdot \frac{z}{V}$$

Où :

**s** : Espacement des cours d'armatures transversales.

**A<sub>t</sub>** : Section d'un cours d'armatures transversales.

$$z = h - 2 \cdot d'$$

**V** : Effort tranchant dans la section considérée ( $\bar{V} = 1.4V$ ).

**L** : Portée du linteau.

## Annexe B

- **2<sup>ème</sup> sous cas** Linteaux courts ( $\lambda_g = \frac{L}{h} \leq 1$ ).

On doit avoir

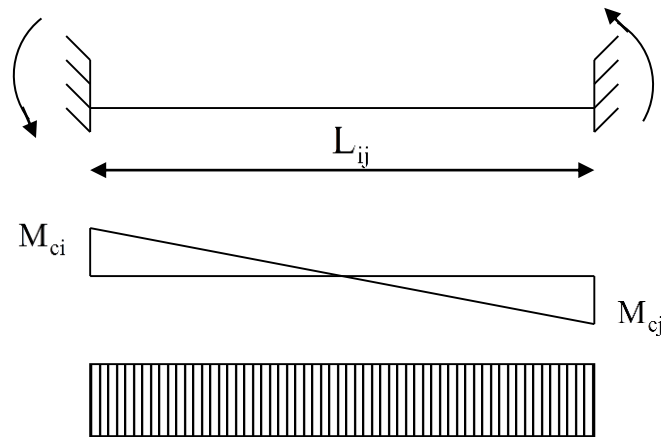
$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min(V_1; V_2) \quad V_2 = 2 \cdot V_{u \text{ calcul}} \quad V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$$

Avec

$M_{ci}; M_{cj}$  : Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée «  $L_{ij}$  » et calculés par :  $M_c = A_L \cdot f_e \cdot z$ .

Où :  $z = h - 2 \cdot d'$ .



### ✚ **2<sup>ème</sup> Cas** $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux, transversaux, et de peau suivant les minimums-\* réglementaires. Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_D$ .

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha} \quad \text{Avec :} \quad \text{tg} \alpha = \frac{h - 2 \cdot d'}{L}$$

et :  $V = V_{\text{calcul}}$  (sans majoration)

# Annexe B

➤ **Aciers longitudinaux**

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 b_o.h$$

➤ **Aciers transversaux**

pour:  $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$  :  $A_t \geq 0.0015 b.s$

pour:  $\tau_b > 0.025 f_{c28}$  :  $A_t \geq 0.0025 b.s$

➤ **Aciers en section courante (aciers de peau)**

$$A_c \geq 0.0020 b_o.h$$

# Annexe C

L'annexe F3 des BAEL traite uniquement le cas des panneaux rectangulaires uniformément chargés, et articulés sur leur contour. Les moments fléchissant au centre du panneau sont donnés par les relations :

$$\text{Sens } l_x : M_{0,X} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$\text{Sens } l_y : M_{0,Y} = M_{0,X} \cdot \mu_y$$

Où,  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par le tableau ci-contre.

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0.2$	
	$\mu_x = M_{0,X} / q l_x^2$	$\mu_y = M_{0,Y} / M_{0,X}$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0.4</b>	0.11	*	0.112	0.293
<b>0.45</b>	0.102	*	0.105	0.333
<b>0.5</b>	0.095	*	0.098	0.373
<b>0.55</b>	0.088	*	0.092	0.420
<b>0.6</b>	0.081	0.305	0.086	0.476
<b>0.65</b>	0.0745	0.369	0.080	0.530
<b>0.7</b>	0.068	0.469	0.074	0.585
<b>0.75</b>	0.062	0.509	0.0685	0.643
<b>0.8</b>	0.056	0.595	0.063	0.710
<b>0.85</b>	0.051	0.685	0.058	0.778
<b>0.9</b>	0.046	0.778	0.053	0.846
<b>0.95</b>	0.041	0.887	0.043	0.923
<b>1.00</b>	0.037	1.000	0.044	1.000

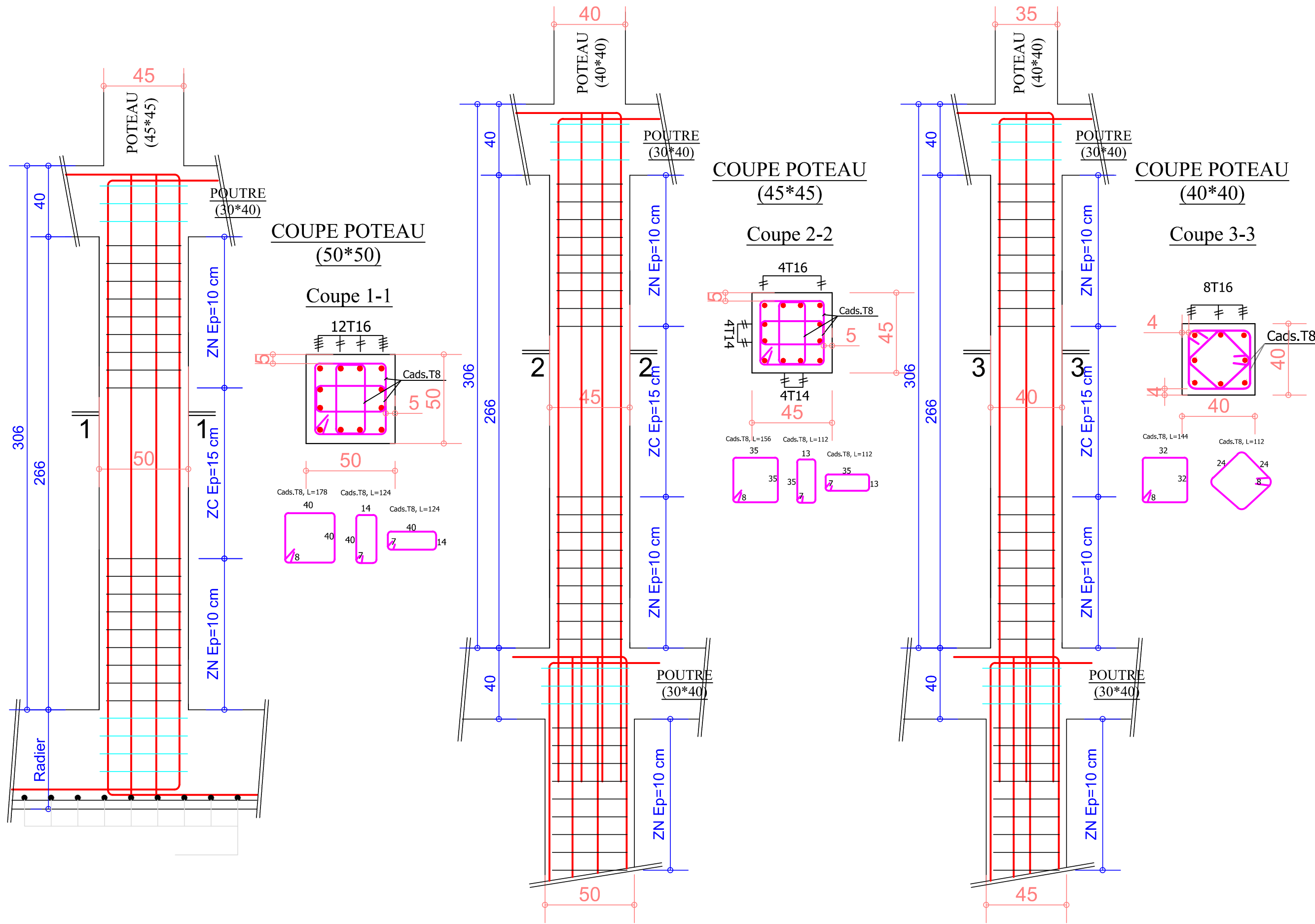
# Annexe C

**Tableau : Chargement équivalent exercé sur la travée « 2 » à l'ELU**

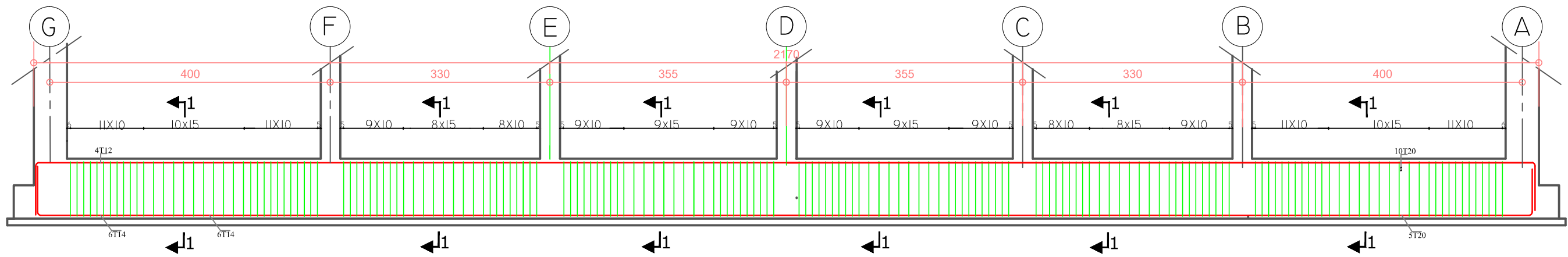
<b>Moment fléchissant</b>	<b>panneaux</b>	<b>Chargement</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b><math>l_x(m)</math></b>	<b><math>c</math></b>	<b><math>q</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>q_{eq}</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>
	P6	Trapèze	0.90	2.80	1.019	233.70	238.21
	P7	Trapèze	0.96	2.70	0.932	233.70	217.71
	$\Sigma=$						/
<b>Effort tranchant</b>	<b>panneaux</b>	<b>Chargement</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b><math>l_x(m)</math></b>	<b><math>c</math></b>	<b><math>q</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>q_{eq}</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>
	P6	Trapèze	0.90	2.80	0.768	233.70	179.42
	P7	Trapèze	0.96	2.70	0.699	233.70	163.38
	$\Sigma=$						/

**Tableau : Chargement équivalent exercé sur la travée « 3 » à l'ELU**

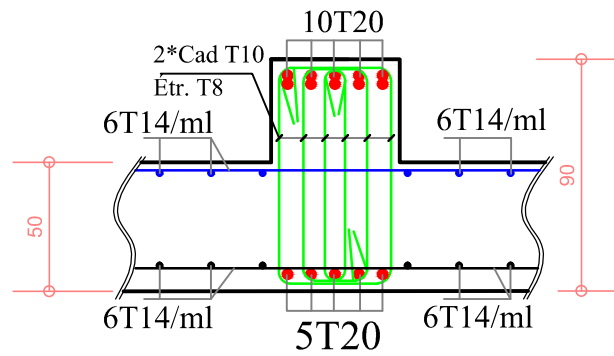
<b>Moment fléchissant</b>	<b>panneaux</b>	<b>Chargement</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b><math>l_x(m)</math></b>	<b><math>c</math></b>	<b><math>q</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>q_{eq}</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>
	P9	Trapèze	0.98	3.05	1.033	233.70	241.40
	P10	Trapèze	0.89	2.70	0.997	233.70	233.08
	$\Sigma=$						/
<b>Effort tranchant</b>	<b>panneaux</b>	<b>Chargement</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b><math>l_x(m)</math></b>	<b><math>c</math></b>	<b><math>q</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>q_{eq}</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>
	P9	Trapèze	0.98	3.05	0.775	233.70	181.07
	P10	Trapèze	0.89	2.70	0.752	233.70	175.85
	$\Sigma=$						/



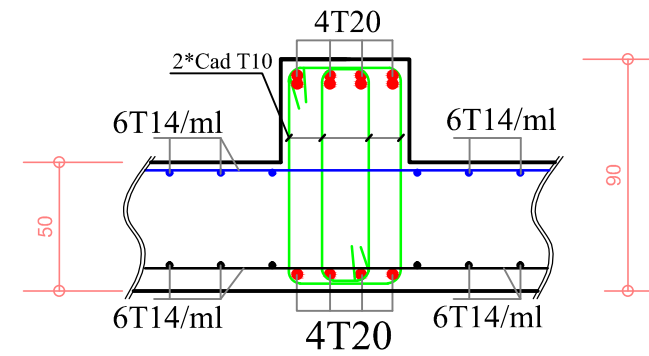
**RADIER AXE (1) NIV: - 02.0 m**



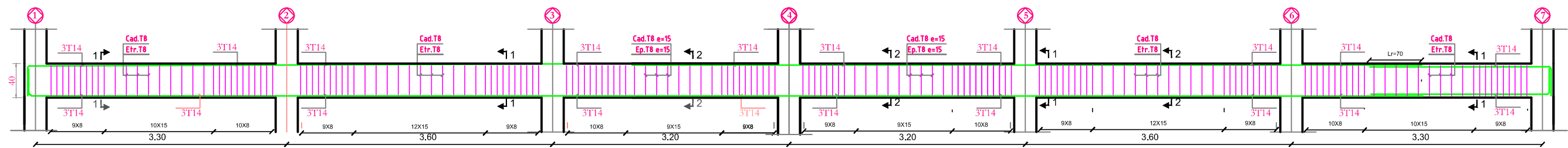
**Ferrailage des nervure  
- EN TRAVÉE -**



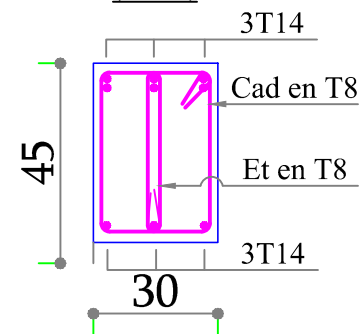
**Ferrailage des nervure  
- EN APPUIS -**



**POUTRE PRINCIPALE (30X45) AXE (A) :**



**COUPE POUTRES PRINCIPALE  
(30\*45)**



**COUPE POUTRES SECONDAIRE  
(30\*40)**

