



*Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
Faculté de génie DeConstruction  
Département Génie civil*



# *Mémoire de fin d'étude*

*En vue de l'obtention du diplôme Master II en Génie Civil.  
Option : Construction civile et industrielle.*

## **Thème**

Etude d'un bâtiment (RDC+7E+ S-sol) à usage  
d'habitation et commercial avec application du  
logiciel ETABS



**Réalisé par :**

- **RABHI Kenza**
- **SAYAH Amal**

**Dirigé par :**

**M<sup>me</sup> :HADDAD-MALEK.O**

**Promotion : 2021/2022**

# Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Nous tenons encore à remercier notre promotrice Madame HADDAD-MALEK.O qui représente pour nous le guide et l'exemple du sérieux dans le travail et du savoir dans ce domaine et pour le vif intérêt qu'elle a témoigné à l'égard de notre travail, aussi pour son aide. Nous sommes également très reconnaissantes, à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier : Nos chers camarades AZMEDROUB Brahim et OUANES Melissa pour leur soutien continu et leur aide précieuse.

Le corps enseignant du département de génie civil.

Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront

L'honneur de juger notre travail.

# Dédicace

## Je dédie ce modeste travail à :

- A mon cher Père, en témoignage et en gratitude de son dévouement, de son soutien permanent durant toutes mes années d'études, son sacrifices illimités, son réconfort moral. «mohand ».
- A ma chère mère, à la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la patience et, le soutien et le courage ...ma tendre mère «fatma ».
- A mes très chers frères :kamel , Lounes et sa femme lynda, pour les nombreux sacrifices qu'ils ont consentis pour moi et leur soutien moral au cours de toute ma vie.
- A ma très chère sœur :Dahbia et ses enfants (Iline, Ilyane).
- Mon adorable petit ange lyes que j'aime tant.
- A toute ma famille.
- A ma binôme Rabhi Kenza et sa famille.
- A tous mes amis(es) sans exception.
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

*Amal*

# *Dédicace*

## **Je dédie ce modeste travail à :**

- A la mémoire de mon cher père « Idir » qui nous a quittés trop tôt. J'aurais tant aimé que tu sois présent mon cher papa, tu es toujours dans mon esprit et mon cœur.
- A ma chère mère, à la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la patience et, le soutien et le courage...ma tendre mère «Tassadit ».
- A mes très chers frères (Hamid, Khaled, Yacine et leurs femmes, Aziz), pour les nombreux sacrifices qu'ils ont consentis pour moi et leur soutien moral au cours de toute ma vie.
- A mes très chères sœurs (Saliha, Ghania, Zahia)
- A ma nièce et mon neveu.
- A toute ma famille.
- A ma binôme Sayah Amal et sa famille.
- A tous mes amis(es) sans exception.
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

*Kenza*

# Sommaire

## **Introduction générale**

**Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux..... 1**

**Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments..... 17**

## **Chapitre III : Calcul des éléments**

– Acrotère ..... 33

– Planchers en corps creux ..... 42

– Balcon en dalle pleine ..... 67

– Les escaliers ..... 73

– La poutre palière..... 88

– La dalle salle machine ..... 98

**Chapitre IV : Modélisation ..... 110**

**Chapitre V : Vérification des exigences du RPA ..... 131**

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments**

1. Ferrailage des poteaux ..... 154

2. Ferrailage des poutres ..... 169

3. Ferrailage des voiles..... 181

**Chapitre VII : Etude de l'infrastructure ..... 194**

## **Conclusion générale**

## **Bibliographie**

## Liste des figures :

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux :

Figure I-1. Coupe Verticale d'un Plancher en Corps Creux.....	3
Figure I-2. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.....	8
Figure I-3. Diagramme Contrainte- Déformation du Béton à l'ELS.....	9
Figure I-4. Diagramme Contrainte-Déformation d'Acier.....	13

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

Figure II.1 : coupes de voile en élévation.....	20
Figure. II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.....	22
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant.....	23
Figure II.4: coupe d'un plancher dalle pleine.....	23
Figure II.5 : Surface d'influence du poteau.....	25
Figure II.6 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.....	27
Figure II.7 : coupe de poteau.....	31

### Chapitre III : Calcul des éléments :

#### III.1. acrotère :

Figure III.1.1 : Coupe verticale d'un Acrotère.....	33
Figure III.1.2 : Diagramme des efforts internes.....	34
Figure III.1.3 : Repartition des Amateurs .....	35
Figure III.1.4 : Schema des efforts externes .....	35
Figure III.1.5 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	36

#### III.2. Calcul des planchers en corps creux :

Figure III.2.1 : Treillis soudées de $20 \times 20 \text{cm}^2$ .....	43
Figure III.2.2 : Surfaces revenant aux poutrelles.....	44
Figure III.2.3 : schéma statique de la poutrelle.....	45

<b>Figure III.2.4</b> : diagramme des moments des poutres continues.....	48
<b>Figure III.2.5</b> : Diagramme des moments fléchissant.....	51
<b>Figure III.2.6</b> : Diagramme des efforts tranchants.....	53
<b>Figure III.2.7</b> Diagramme des moments fléchissant.....	55
<b>Figure III.2.8</b> Diagramme des efforts tranchants.....	56
<b>Figure III.2.9</b> : Coupe schématique de la poutrelle (appuis).....	58
<b>Figure III.2.10</b> : Dimensions de la section en Té.....	65

### **III. 3 Balcon en dalle pleine**

<b>Figure III.3.1</b> schéma statique du balcon.....	67
--	----

### **III.4 Calcul de l'escalier**

<b>Figure III.4.1</b> Schéma statique de l'escalier.....	73
<b>Figure III.4.2</b> Schéma statique de calcul de la 1 <sup>ère</sup> volée à l'ELU.....	76
<b>Figure III.4.3</b> Diagrammes des efforts internes à l'ELU de l'escalier.....	78
<b>Figure III.4.4</b> Schéma statique de calcul de la 1 <sup>ère</sup> volée à l'ELS.....	82
<b>Figure III.4.5</b> Diagrammes des efforts internes à l'ELS de l'escalier.....	85

### **III.5. la poutre palière**

<b>Figure III.5.1</b> : Schéma statique de la poutre palière.....	88
<b>Figure III.5.2</b> : Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.....	89
<b>Figure III.5.3.</b> Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU.....	90
<b>Figure III.5.4</b> : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS.....	93
<b>Figure III.5.5.</b> Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS.....	94

### **III.6 La salle machine**

<b>Figure III.6.1</b> schéma statique de l'ascenseur.....	98
---	----

<b>Figure III.6.2.</b> Répartition de la charge localisée sur la dalle.....	99
<b>Figure III.6.3</b> panneau de dalle.....	101
<b>Figure III.6.4.</b> diagramme des moments de panneau de dalle en travée et aux appuis.....	103

## **Chapitre IV : Modélisation**

<b>Figure IV.1</b> Version utilisée du logiciel ETABS .....	111
<b>Figure IV.2</b> Icône du logiciel ETABS .....	113
<b>Figure IV.3</b> Choix des unités.....	113
<b>Figure IV.4</b> Démarrer un nouveau model.....	114
<b>Figure IV.5</b> Introduction de la géométrie de base.....	115
<b>Figure IV.6</b> Introduction des étages.....	116
<b>Figure IV.7</b> Les lignes de construction.....	116
<b>Figure IV.8</b> Affichage en plan et en 3D.....	117
<b>Figure IV.9</b> Définition des matériaux.....	117
<b>Figure IV.10</b> Caractéristiques du béton.....	118
<b>Figure IV.11</b> Définition des poutres.....	119
<b>Figure IV.12</b> Définition des poteaux.....	119
<b>Figure IV.13</b> Définition des dalles.....	120
<b>Figure IV.14</b> Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.....	121
<b>Figure IV.15</b> Définition des appuis.....	122
<b>Figure IV.16</b> Définition du poids propre .....	123
<b>Figure IV.17</b> Introduction des diaphragmes.....	124
<b>Figure IV.18</b> Définition des charges statiques.....	125
<b>Figure IV.19</b> Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.....	126

<b>Figure IV.20</b>	Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.....	127
<b>Figure IV.21</b>	Définition des charges sismiques.....	127
<b>Figure IV.22</b>	Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.....	128
<b>Figure IV.23</b>	Introduction des combinaisons d'actions.....	129
<b>Figure IV.24</b>	Vue en 3D de la structure.....	130

## **V. Vérification des exigences du RPA**

<b>Figure V.25</b>	Affichage des informations modales.....	131
<b>Figure V.26</b>	Extraction du poids de la structure sur ETABS.....	137

## **VI. Ferrailage des éléments :**

### **VI.1 Ferrailage des poteaux**

<b>Figure .VI.1.1:</b>	Schéma de calcul en flexion composée (SEC).....	158
------------------------	---	-----

### **VI.2 Ferrailage des poutres**

<b>Figure VI.2.1</b>	Délimitation de la zone nodale.....	178
----------------------	-------------------------------------	-----

### **VI.3. Ferrailage des voiles**

<b>Figure VI.3.1</b>	Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	185
----------------------	---	-----

## **VII. Etude de l'infrastructure**

<b>Figure VII.1.</b>	La coupe verticale de radier.....	200
<b>Figure VII.2.</b>	Schéma statique du débord.....	212
<b>Figure VII. 3.</b>	Présentation des chargements simplifiés.....	213
<b>Figure VII. 4.</b>	Répartition trapézoïdale dans un panneau rectangulaire.....	213
<b>Figure VII. 5.</b>	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	216
<b>Figure VII. 6.</b>	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	216
<b>Figure VII. 7.</b>	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	216
<b>Figure : VII.8.</b>	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU .....	217

**Figure : VII. 9.** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....217

**Figure VII.10.** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....217

## Liste des tableaux :

### Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments :

<b>Tableau II-1</b> : Détermination de l'épaisseur des voiles pour chaque étage.....	20
<b>Tableau II.2</b> : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.....	22
<b>Tableau II.3</b> : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.....	23
<b>Tableau II-4</b> : Caractéristiques des dalles pleines.....	24
<b>Tableau II-5</b> : Charge permanente (G) murs extérieur.....	24
<b>Tableau II-6</b> : Charge permanente (G) murs intérieur.....	24
<b>Tableau II.7</b> : Surcharges d'exploitation des différents éléments.....	25
<b>Tableau II.8</b> : Coefficients de dégression de surcharges.....	27
<b>Tableau II.9</b> : Les surcharges cumulées.....	28
<b>Tableau II.10</b> : Détermination des charges et surcharges.....	29
<b>Tableau II-11</b> : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.....	30
<b>Tableau II-12</b> : Vérifications au flambement.....	30

### Chapitre II : Calcul des éléments :

#### III. 4 Calcul de l'escalier

<b>Tableau III.4.1</b> : Calcul de la charge permanente du palier.....	75
<b>Tableau III.4.2</b> : Calcul de la charge permanente de la paillasse.....	75
<b>Tableau III.4.3</b> : Combinaison de charges à L'ELU et L'ELS.....	76

#### III.6. La salle machine :

<b>Tableau III.6.1</b> : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.....	104
---	-----

### Chapitre V : Vérification des exigences RPA

<b>Tableau V.1</b> La période et des masses participantes.....	132
<b>Tableau V.2</b> Valeur du poids total de la structure.....	137
<b>Tableau V.3.</b> Valeurs du coefficient de comportement R .....	142
<b>Tableau V.3</b> Efforts tranchants à la base donnés par ETABS.....	145

## **VI. Ferrailage des éléments :**

<b>Tableau VI.1.1</b> Armatures longitudinales des poteaux recommandées par le RPA.....	155
<b>Tableau VI.1.2</b> : Efforts internes dans les poteaux.....	159
<b>Tableau VI.1.3</b> des valeurs de l'élanements géométrique $\lambda_g$ .....	162
<b>Tableau VI.1.4</b> récapitulatif des vérifications des contraintes calculées.....	168
<b>Tableau VI.1.5</b> : ferrailage des poteaux.....	168

## **VI.2 Ferrailage des poutres :**

<b>Tableau VI.2.1</b> Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.....	171
--	-----

## **VI.3.1 Ferrailage des voiles :**

<b>Tableau VI.3.6</b> : Ferrailage adopté pour le voile longitudinal $V_{T1}$ .....	169
---	-----

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure :**

<b>Tableau VII.1.</b> Surface de semelles filantes sous voiles .....	196
<b>Tableau VII.2.</b> Résultante des charges sous poteaux.....	197
<b>Tableau VII.3</b> : Détermination du poids propre du radier.....	202
<b>Tableau VII.4.</b> Calcul de la section d'armatures.....	209
<b>Tableau VII.5</b> : vérification de la condition de non fragilité.....	210
<b>Tableau VII.6.</b> Calcul des contraintes.....	211
<b>Tableau VII. 7.</b> Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X).....	214
<b>Tableau VII. 8.</b> Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y).....	215
<b>Tableau VII.9.</b> Moments fléchissant sens x-x.....	217
<b>Tableau VII.10.</b> Efforts tranchants sens x-x.....	218
<b>Tableau VII.11.</b> Moments fléchissant sens y-y.....	218
<b>Tableau VII.12.</b> Efforts tranchants sens y-y.....	218
<b>Tableau VII.13.</b> Calcul des contraintes.....	223

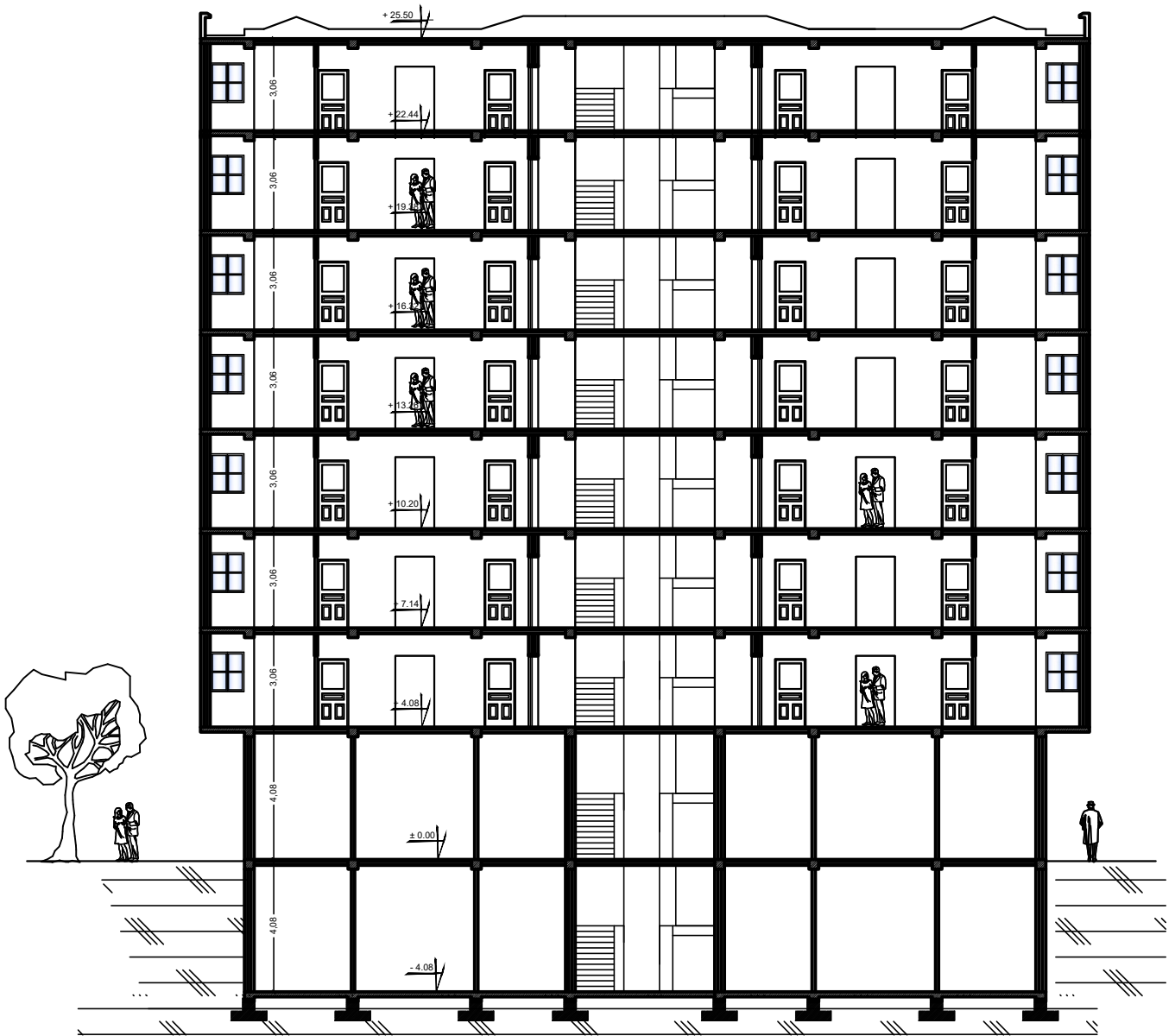
# **PLANS D'ARCHITECTURE**



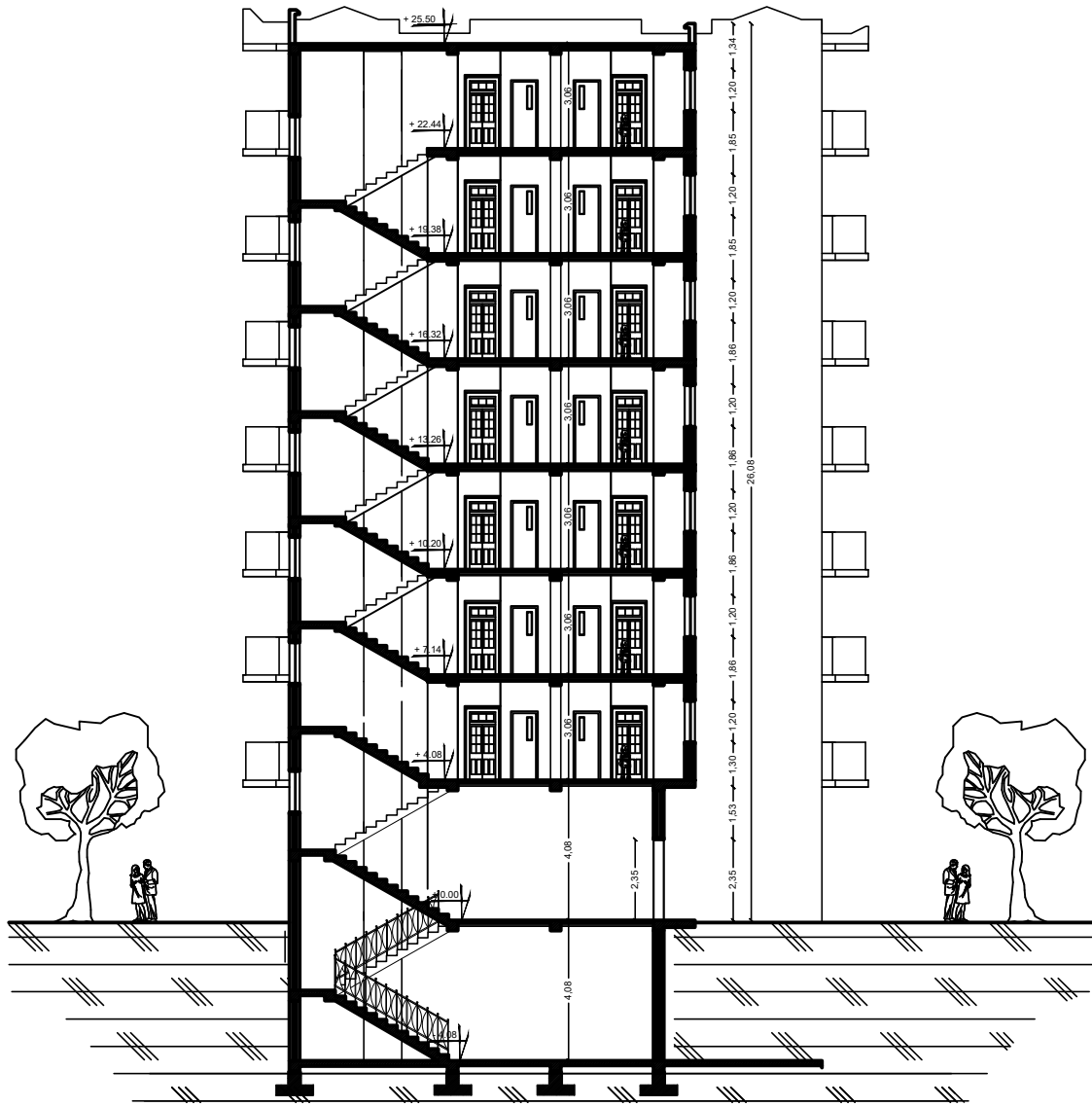
*Façade principale*



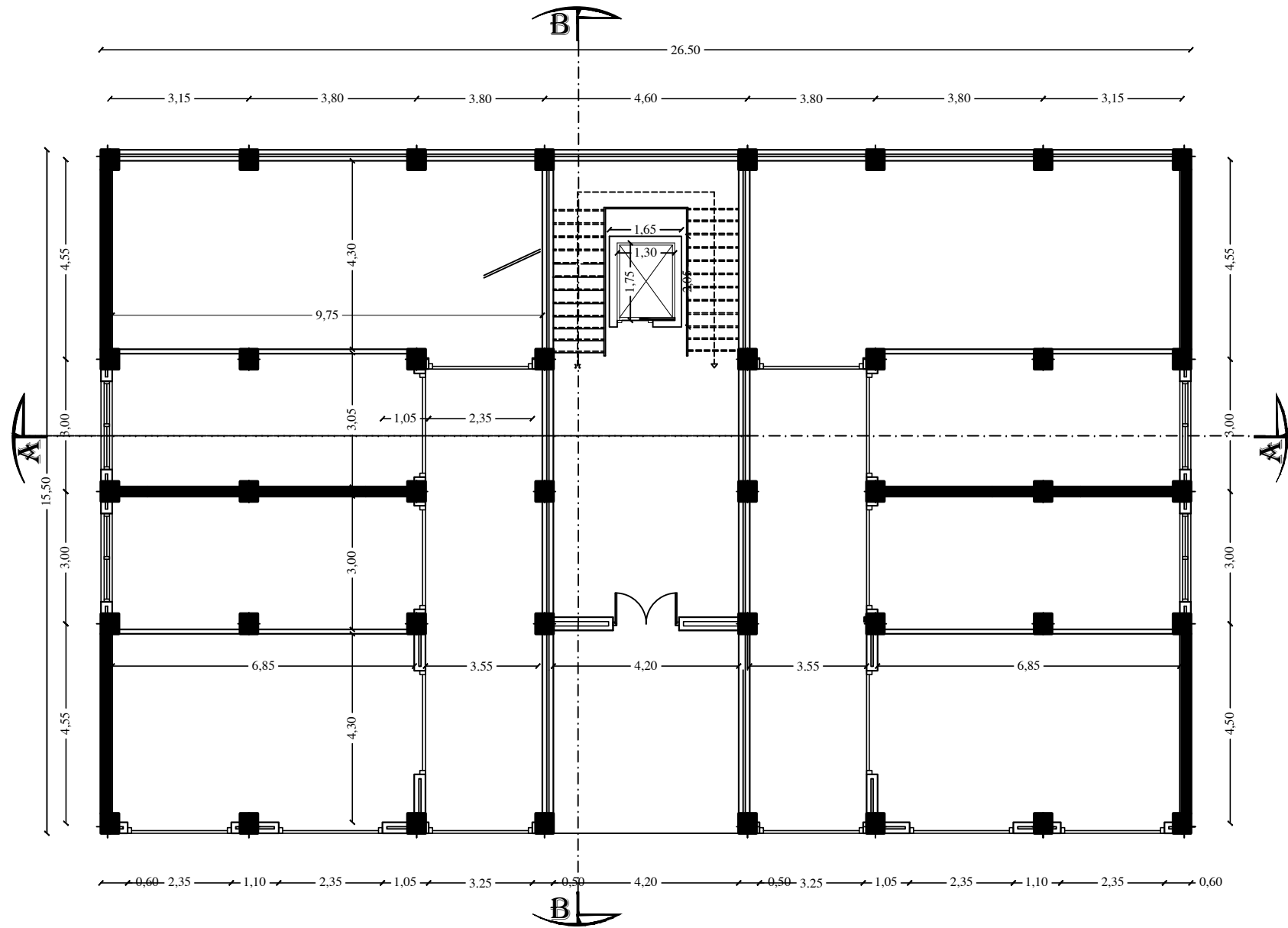
*Façade posterieure*



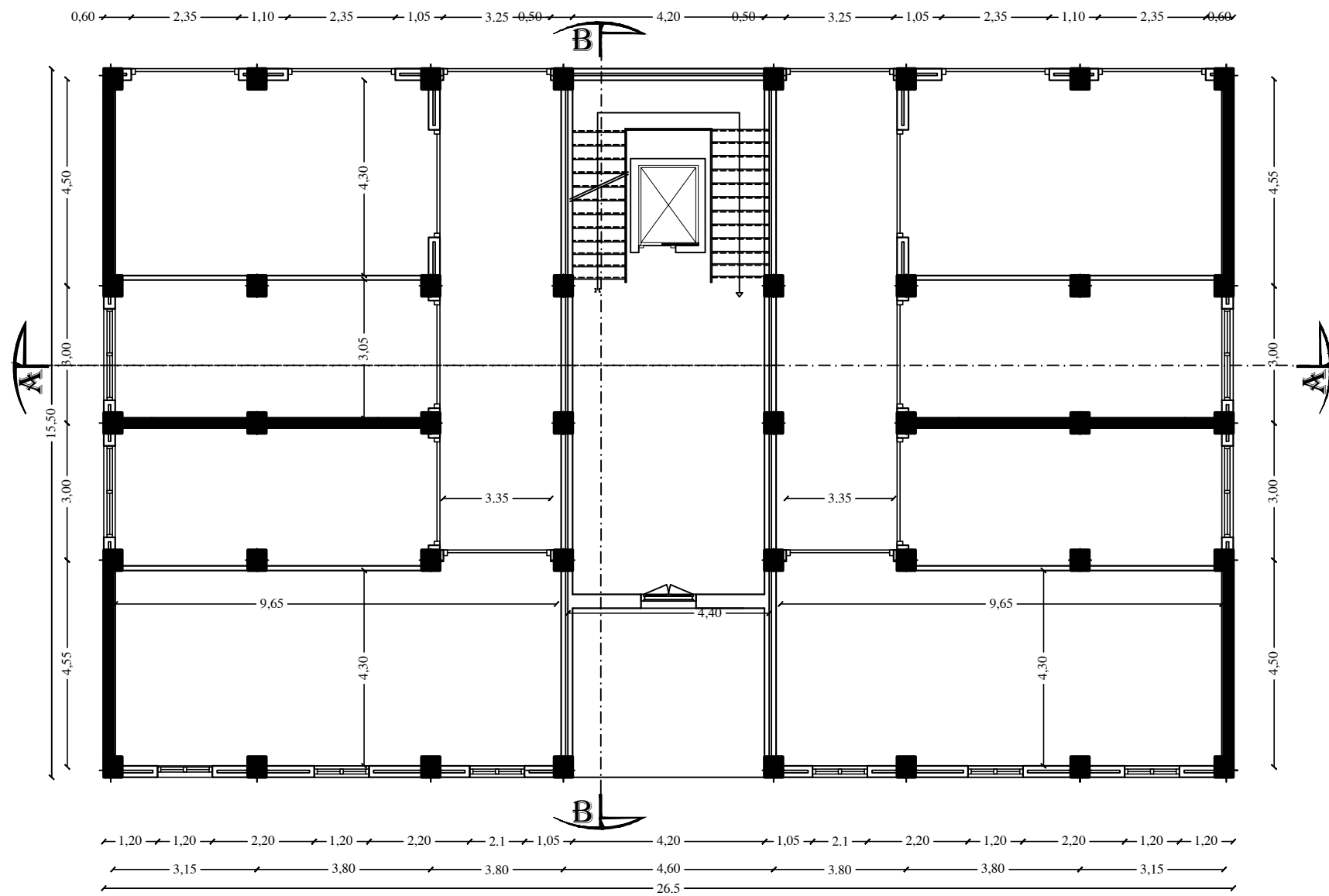
*Coupe A-A*



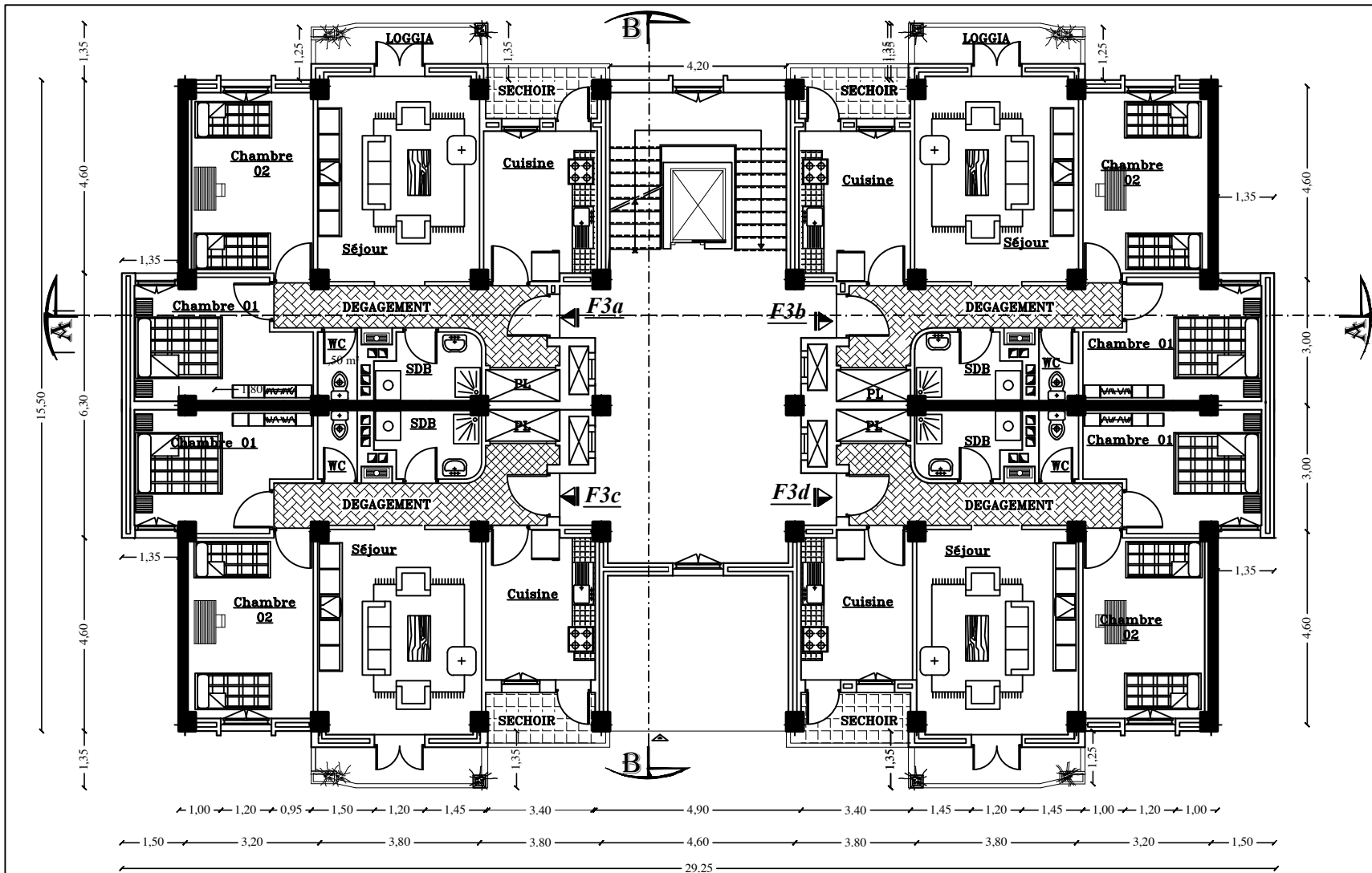
*Coupe B-B*



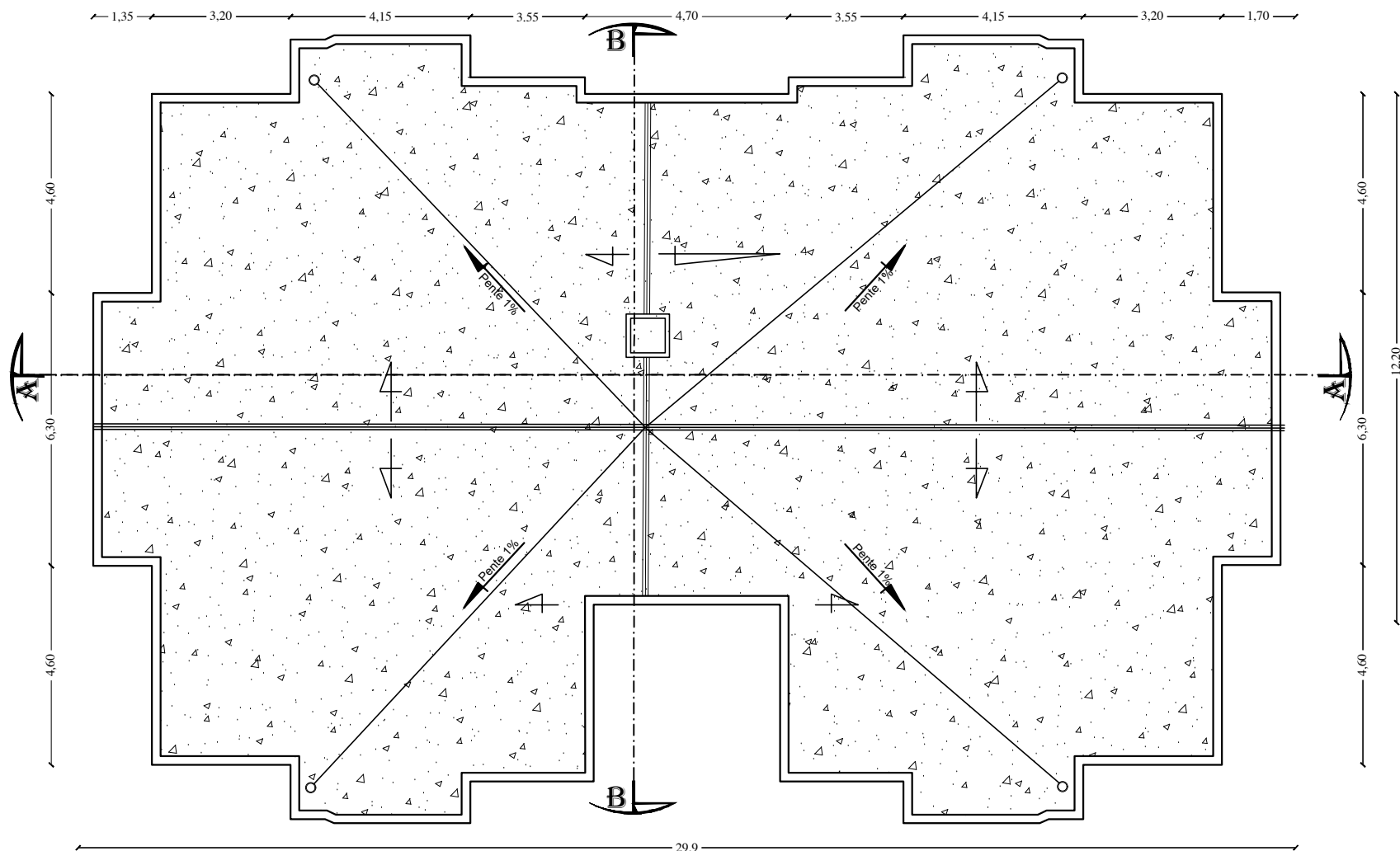
*Sous sol*



*Rez de chaussé*



*Etage courant*



*Plan de toiture*

# Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de la réhabilitations d'ouvrages de Construction, d'infrastructures et de superstructures urbaines dont ils assurent la Sécurité et la durabilité afin de répondre aux besoins de la société.

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une sécurité maximale de la structure vis-à-vis des catastrophes naturelles tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi-Ouzou) qui a malheureusement causé d'énorme pertes tant qu'humaines que matérielles.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Dans le cadre de ce travail, faisant l'objet de notre mémoire, nous nous intéressons au calcul des éléments structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation et commerciale, implanté à AZAZGA, zone de moyenne sismicité et de groupe d'usage 2. Pour mener le calcul, nous subdivisons le travail en 7 chapitres.

**CHAPITRE I**  
**PRESENTATION DE L'OUVRAGE**  
**ET CARACTERISTIQUES DES**  
**MATERIAUX**

## **I. Introduction**

Ce présent chapitre porte sur la présentation de l'ouvrage à étudier, sa description, ses Caractéristiques géométriques, les éléments le constituant et les caractéristiques des matériaux utilisés.

L'étude de cet ouvrage se fera de telle manière à assurer sa Rigidité et sa Stabilité en calculant les éléments résistants le constituant, tout en tenant compte de l'aspect économique.

### **I.1.Présentation de l'ouvrage**

Notre projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment RDC + 7 Etages + Sous-sol à usage commercial et d'habitation. Il est implanté à la ville D'**AZAZGA** située dans la wilaya de **Tizi-Ouzou**. Selon le règlement parasismique Algérien **RPA99 modifié en 2003** la ville D'**AZAZGA** est classé comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

L'ouvrage comporte :

- 07 étages à usage d'habitation.
- Un sous-sol et un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

#### **I.1.1.Caractéristiques géométriques**

##### **En plan**

- Longueur totale : **29.1 m**
- Largeur totale : **18.20 m**

##### **En élévation**

- Hauteur totale (plancher) : **25.50 m**
- Hauteur de l'acrotère : **0.8 m**

- Hauteur d'étage courant et étage de service : **3.06 m**
- Hauteur du RDC : **4.08 m**
- Hauteur du sous-sol : **4.08 m**

### **I.1.2. Propriétés mécaniques du sol**

- La contrainte admissible du sol : **2.0 bar**
- Le site est considéré comme **meuble : S3**
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2.**

### **I.2. Règlements utilisés et normes de conception**

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les règlements suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « RPA 99/Version 2003 »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé  
« B.A.E.L.91 /modifiées.99 ».
- Documents Technique Règlementaires « D.T.R-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « CBA93 ».

### **I.3. Eléments constituant l'ouvrage**

#### **I.3.1. Superstructure**

##### **Ossature**

Le bâtiment a une ossature mixte, composée de :

- **Portique** : Ils sont en béton armé constitués de poutres et de poteaux ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.
- **Voile** : Ils sont des éléments en béton armé verticaux coulés sur place disposés dans les deux sens transversal et longitudinal. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

### Les planchers

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment. Ils assurent deux fonctions principales :

-Fonction de résistance mécanique: Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les charges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

-Fonction d'isolation : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

#### ❖ Plancher en corps creux

Ils sont en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

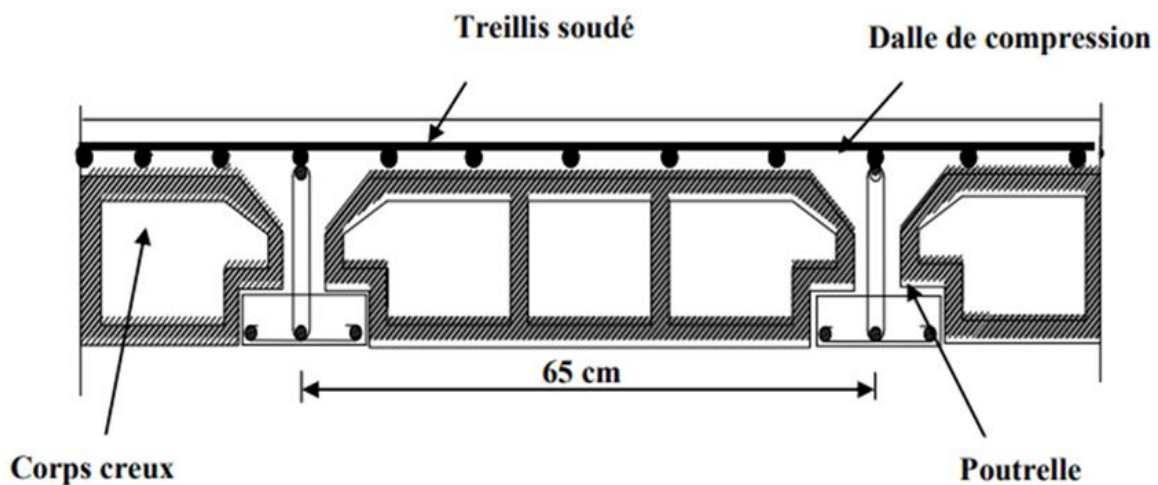


figure I-1. Coupe Verticale d'un Plancher en Corps Creux

#### ❖ Dalle pleine en béton armé

C'est une plaque porteuse en béton armé coulée sur un coffrage plat reposant sur des appuis, elle est prévue là où il n'est pas possible de réaliser un plancher en corps creux.

Dans notre structure, on a utilisé ce type de plancher au niveau des balcons et des escaliers (paliers ; volées)

**L'acrotère**

Qui est un élément en béton armé coulé sur place. Il joue un rôle de sécurité et de garde-corps.

**Les escaliers**

Sont des éléments secondaires permettant de se déplacer entre les niveaux. Ils sont composés d'un palier de repos et des volées réalisées en béton armée coulés sur place.

**Les balcons**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

**Porte-à-faux**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils sont réalisés en dalle pleine

**L'ascenseur**

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre l'utilisateur à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

**Les voiles**

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

**La maçonnerie**

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : Ils sont réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparés d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur pour assurer une bonne isolation thermique.
- Les murs intérieurs : Ils sont réalisés en brique creuse de 10 cm d'épaisseur qui sont destinés à séparer la surface intérieure habitable.

**Revêtements**

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons, les escaliers.
- Céramique pour les cuisines les salles d'eau.

**Coffrage**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles, afin de limiter le temps d'exécution.

Par ailleurs ce type de coffrage offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.

**I.3.2. Infrastructure :**

**Fondation** : élément en béton armé situé à la base de l'ouvrage, elle reprend et transmet les charges de la superstructure vers le sol. Le choix du type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**I.4. Principes des justifications (Art.A.1.2BAEL91)****Les différents états limites**

- a) **États limites ultimes (ELU)** : Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :
- Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
  - Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
  - Stabilité de forme (pas de flambement) ;
  - états limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures.

**b) Etats limite de service (ELS) :** Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation

### **I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux sollicitations. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre, prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique.

#### **I.5.1.Béton**

Le béton est un mélange de ciment, de granulats (sable, graviers, gravillons), d'eau et adjuvant défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec :

- La granulométrie
- Le dosage en ciment
- La quantité d'eau de gâchage
- L'âge du béton
- Les adjuvants

« Une étude de composition du béton doit être réalisée par un laboratoire spécialisé pour la confection d'un bon béton »

#### **I.5.1.1Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:**

##### ➤ **Résistance du béton**

##### ❖ **Résistance à la compression (Art A2.1, 11 BAEL 91/99)**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours par compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique, de diamètre

$D = 16$  cm et une hauteur  $h = 32$  cm. (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) ;  $f_{c28}$  exprimée en MPa. La résistance caractéristique à la compression à l'âge de  $j \leq 28$  jours, est :

$$\left. \begin{aligned}
 f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} && \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\
 f_{cj} &= \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} && \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\
 f_{cj} &= 1.1f_{c28} && \text{Pour } j > 28 \text{ jours}
 \end{aligned} \right\} \quad \underline{\text{Art A2.1, 11 BAEL 91/99}}$$

Pour notre projet on adoptera:  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

❖ **Résistance à la traction (Art A2.1.12 BAEL 91/99)**

La résistance à la traction du béton à «j» jours est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression comme suit:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ (MPa) pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } f_{tj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

Dans notre cas on a:  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  donc  $f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

**Contraintes limites**

❖ **L'état limite ultime [ELU] (Art A.4.3.41BAEL 91/99)**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton, elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ (MPa)}$$

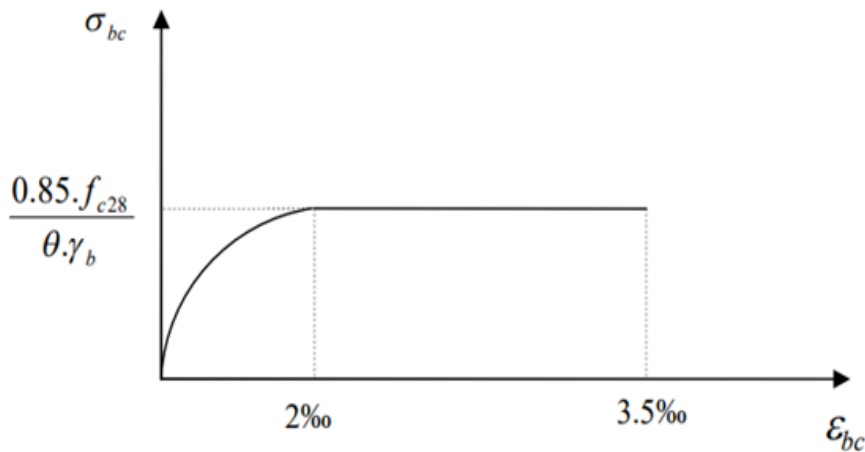
Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{aligned}
 &\gamma_b = 1.5 \text{ pour les situations durables (courante)} \\
 &\gamma_b = 1.15 \text{ pour les situations accidentelles : coefficients qui tiennent compte de l'influence} \\
 &\quad \text{défavorable de la durée d'application de la charge.}
 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ lorsque } j > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0.9 \text{ lorsque } 1 < j \\ \theta = 0.85 \text{ lorsque } j < 1 \text{ heure} \end{array} \right.$$

Pour  $\gamma = 1.50$  et  $\theta = 1$ , on aura  $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$



**figure I-2.** Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

Le diagramme est composé:

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ c'est l'Etat Elastique.
- D'une partie rectangle  $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5‰$  c'est l'Etat Plastique.

Pour  $\sigma_{bc} < 2‰$  on applique la loi de Hooke qui dit:  $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

**Avec:**

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton en compression.

$f_{c28}$  : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression.

$E_b$  : Module de Young.

❖ **Etat limite de service (ELS) (Art A.4.5.2 BAEL 91/99)**

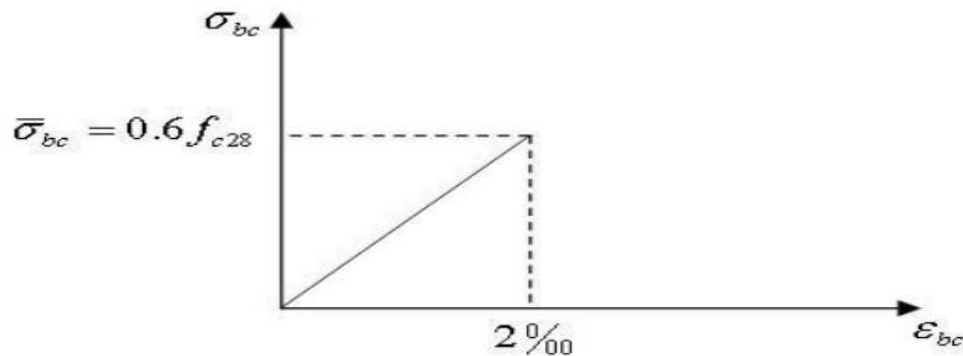
La contrainte limite de service du béton en compression est donnée par la formule:

$$\sigma_{bc} = 0.6 \overline{f_{c28}} \text{ MPa}$$

Pour notre cas on a :  $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

Elle est limitée par:  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

A l'ELS le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant



**figure I-3.** Diagramme Contrainte- Déformation du Béton à l'ELS

❖ **Contrainte limite de cisaillement (Art.5.1.1BAEL.91/99)**

Elle est donnée par la formule suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$V_u$ : L'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée

$b_0$ : Largeur de l'âme.

$d$ : hauteur utile  $d = (h-c) = 0,9 h$ : position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissuration peu nuisible (non préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} \text{ fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

**Module d'élasticité du béton E**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue :

- **Module d'élasticité instantané [Art A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99]**

Correspond à une durée d'application des contraintes normales inférieures à 24 heures, à j jours il vaut :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$        $E_{ij} = 321664.19 \text{ MPa}$

**Module d'élasticité différée [Art A.2.1.22 BAEL91 modifiées 99]**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et sous l'effet du fluage du béton, le module est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Dans notre cas pour **j = 28 jours** Donc :  $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$     Alors :  $E_{cj} = 10818,86 \text{ MPa}$

**Module de déformation transversale**

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant. Sa valeur est donnée par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} E : \text{ module de Young} \\ \nu : \text{ Coefficient de poisson} \end{array} \right.$$

**Coefficients de poisson (Art. A.2.1.3.BAEL91/ 99)**

Le coefficient de poisson( $\nu$ ) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par :

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

Il sera pris égal à:

$\nu=0$  pour un calcul des sollicitations à l'État Limite Ultime.

$\nu=0.2$  pour un calcul de déformations à l'État Limite Service.

**I.5.2.Les Aciers**

Le béton est connu comme matériau travaillant très bien en compression mais faible en traction, pour cela on utilise des aciers afin de reprendre les efforts de traction. L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs nuances.

En général les aciers utilisés sont de deux types :

- Les aciers à hautes adhérences (HA).
- Treillis soudés.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Coefficient de fissuration	Coefficient de Scellement ( $\psi$ )
Acier en barre	Haute Adhérence Fe E400	HA	400	1.6	1.5
Acier en Treillis	Treillis Soudés TL 520( $\Phi < 6$ )	TS	520	1.3	1

**I.5.2.1. Caractéristiques physiques et mécaniques des aciers utilisés:**❖ **Le module d'élasticité longitudinale (E) (Art-2.2.1 BAEL91/99)**

Le module d'élasticité longitudinale sera pris égal à  $E = 2 \times 10^5$  MPa pour tous les aciers utilisés.

❖ **Coefficient de Poisson des aciers**

Le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) pour les aciers est pris égal à 0.3.

**I.5.2.2. Contraintes limites**❖ **Etat limite Ultime [BAEL91 modifiée 99]**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\sigma_{st}$  : la contrainte de l'acier à l'ELU.

$f_e$  : contrainte d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité.  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ cas des situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas des situations durables ou transitoires} \end{array} \right.$

- Pour les aciers (HA)

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ alors : } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 \text{ alors : } \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Pour les treillis soudés (TS)

$$f_e = 520 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ alors : } \sigma_{st} = 452.20 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 \text{ alors : } \sigma_{st} = 520 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul ( $\sigma_{st}$ ) des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations ( $\epsilon_s$ ) de l'acier par le diagramme contrainte déformation de la figure suivante:

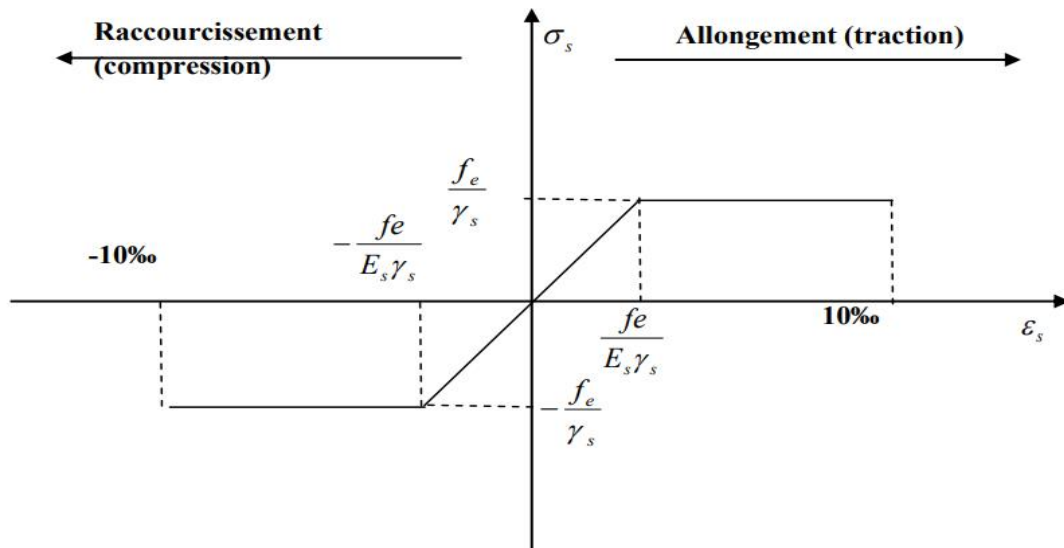


figure I-4. Diagramme Contrainte-Déformation d'Acier

❖ **Etat limite service (Art A.4.5.3 BAEL91/99)**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures (risque de corrosion des armatures), on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures, d'après les règles de BAEL on distingue 03 cas de fissuration :

- **Fissuration peu préjudiciable ou peu nuisible (Art. A.4.5.32, BAEL91/99)**

Cas des éléments situés dans des locaux couverts et clos, dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire, en dehors de la vérification à l'ELU.

- **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33, BAEL91/99)**

Cas des éléments exposés aux intempéries ; la contrainte dans l'acier est limitée comme suit :

$$\sigma_{st} = \text{Min } \frac{2}{3} \bar{f}_e ; \left\{ \text{Max } (0.5f_e ; 110\sqrt{n \cdot ftj}) \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable (Art.4.5.34, BAEL91/99)**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien ils doivent assurer une étanchéité parfaite. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur 0.8 (MPa), l'expression étant donnée en A.4.5, 33.

$$\sigma_{st} = 0.8 \text{ Min } \frac{2}{3} \bar{f}_e ; \text{Max } (0.5f_e ; 110\sqrt{n \cdot ftj})$$

Avec :  $n$  Coefficient de fissuration.

- $n = 1$  pour les aciers ronds lisses (RL) et treillis soudés.
- $n = 1.3$  pour les aciers de haute adhérence (HA) ( $\varphi < 6\text{mm}$ ).
- $n = 1.6$  pour les aciers de haute adhérence (HA) ( $\varphi \geq 6\text{mm}$ ).

### **I.6. Protection d'armatures (enrobage) (Art A.7.1 BAEL91/99)**

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes :

- $C \geq 5$  cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$  cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1$  cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

### **I.7. Les actions et sollicitations**

#### **I.7.1. Actions**

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

### **1. Les actions permanentes**

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent (G) :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

### **2. Les actions variables**

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier (Qi):

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

### **3. Les actions accidentelles**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Vent.

#### **I.7.2 Sollicitations**

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle. Elles sont exprimées sous forme d'efforts (normaux, tranchants), de moments (flexion, torsion).

**I.7.3 Combinaisons d'Action**

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
  - ELU :  $1.35G+1.5Q$
  - ELS :  $G+Q$
- Situation accidentelle :
  - $G+Q\pm E$ .
  - $0.8G\pm E$ .

**CHAPITRE II**  
**PRE-DIMENSIONNEMENT DES**  
**ELEMENTS**

## II.Introduction

### II.1 Pré-dimensionnement des éléments

#### II.1.1.Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles sont conçues pour résister à la flexion et transmettre les charges des planchers vers les poteaux.

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : (Art 7.5.1 RPA99/VERSION 2003)

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$

$h$  peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

#### II.1.1.1.Poutres principales (PP)

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

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

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

Avec :

$a$  : épaisseur de la poutre

$b$  : largeur de la poutre.

$L$  : la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré. Pour le cas de notre projet  $L = 460\text{cm}$ .

$$L = L_{\max} - a$$

$$L = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$$

$$\frac{435}{15} \leq ht \leq \frac{435}{10} \rightarrow 29 \leq ht \leq 43.5$$

On prend:  $ht = 40\text{cm}$

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht \quad \Longrightarrow \quad 16 \leq b \leq 28$$

Pour plus de sécurité on prend  $b=30\text{cm}$ .

### II.1.1.2.Poutres secondaires (PS)

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

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

$$L = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$$

$$29 \leq ht \leq 43.5$$

On prend :  $ht = 35\text{cm}$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

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

## II.1.2 Pré dimensionnement des planchers

### II.1.2.1 Plancher en corps creux

Le plancher est constitué de corps creux reposant sur les poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées suivant le sens de la plus petite portée, le tout complété d'une table de compression ferrillée par un treillis soudé.

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{B. 6. 8, 424 du BAEL 91}$$

Avec :

$ht$  : hauteur totale du plancher.

$L_{\max}$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = L - b$$

$L$  : Distance entre axes des poteaux :  $L = 460\text{m}$

$b$  : Largeur du poteau, elle est prise égale à  $25\text{cm}$  d'après les exigences de l'article **7.4.1 du RPA 99** (En zone IIa).

Dans notre cas :  $L_{\max} = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$

$$ht \geq \frac{435}{22.5} = 19.33 \text{ cm}$$

- ✓ On optera pour un plancher de  $(16+4) = 20 \text{ cm}$
- ✓ Epaisseur du corps creux est de  $16 \text{ cm}$
- ✓ Epaisseur de la dalle de compression est de  $4 \text{ cm}$

### II.1.2.2. Dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

#### 1. Condition de résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

$L_0$ : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.35 \text{ m} \implies e \geq 1.35/10 = 0.135 \text{ m} = 13.5 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de  $15 \text{ cm}$

**Conclusion** : On prendra une épaisseur de **15cm**

### II.1.3 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le **RPA 99 modifié 2003, Art [7.7.1]** ; les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante :  $L \geq 4a$

Avec :

**a**: épaisseur du voile.

**L**: portée minimale du voile.

L'épaisseur minimale est de  $15 \text{ cm}$  ( $a \geq 15 \text{ cm}$ ), elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions e de rigidité aux extrémités.

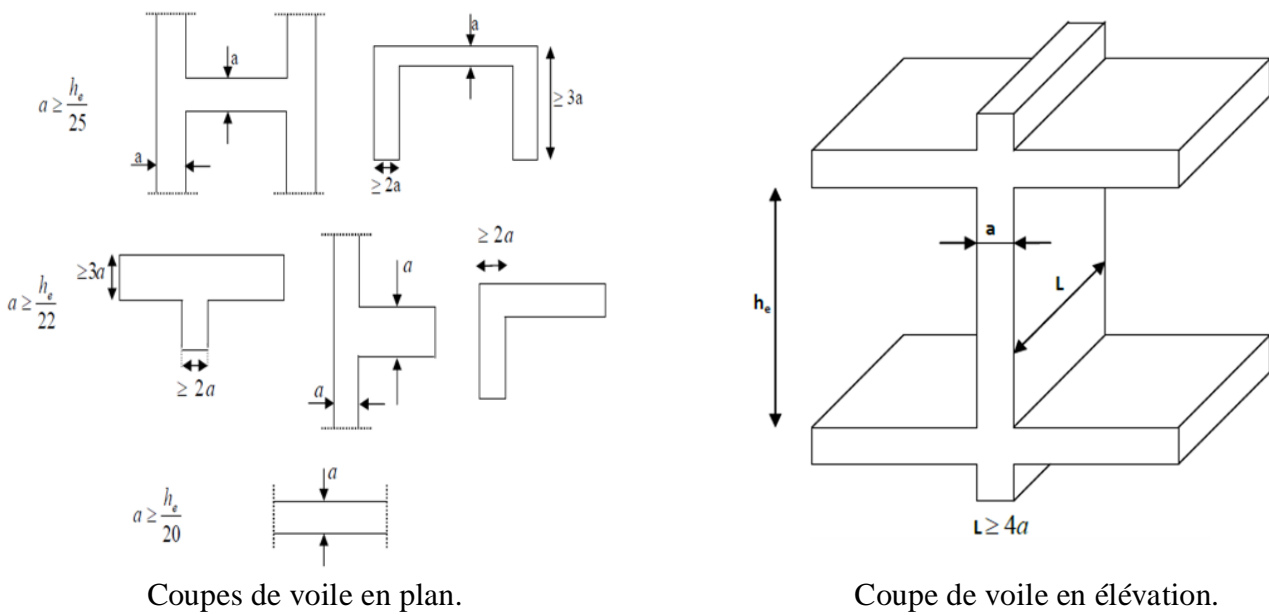


Figure II.1 : coupes de voile en élévation.

Dans le cas de notre projet, les voiles sont prévus linéaire avec une longueur à définir selon les dimensions des travées, et l'épaisseur sera donc définie par la formule :  $e \geq \frac{h_e}{20}$

Avec :  $h_e = h - e_p$  où  $e_p$  est la hauteur du plancher = 20cm.

	RDC et Le sous-sol	les étages courants
H (cm)	408	306
$e_p$ (cm)	20	20
$h_e$ (cm)	388	286
A (cm)	19.4	14.3

Tableau II-1 : Détermination de l'épaisseur des voiles pour chaque étage.

On opte pour des voiles d'épaisseur :  $a = 20\text{cm}$ .

$20 \geq 15 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **la condition est vérifiée**

$L \geq 4e_p \rightarrow L = 300 \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \dots \dots$  **la condition est vérifiée.**

**Conclusion**

On opte pour une épaisseur des voiles :  $e = 20\text{cm}$  sur toute la hauteur de la structure.

### II.1.4 pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux en bétons armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales) .Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étages en étage puis aux fondations.

Leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tout en vérifiant les exigences du RPA, pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}\text{cm}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$ .

La section du poteau est donnée par la relation :

#### RPA 99 modifié 2003, Art 7.4.3.1

$$S \geq \frac{N_s}{0.3f_{c28}}$$

Avec :

- $N_s$  : effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles de BAEL 91, en considérant le poteau le plus sollicité tel que :  $N_s = G + Q$
- $G$  : charge permanente.
- $Q$  : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

### II.2 Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2)

➤ Charges permanentes :

On a la charge  $G = \rho \times e$

$\rho$  : c'est le poids volumique.

$e$  : l'épaisseur de l'élément.

## II.2.1 Les planchers

## 1. Plancher terrasse inaccessible

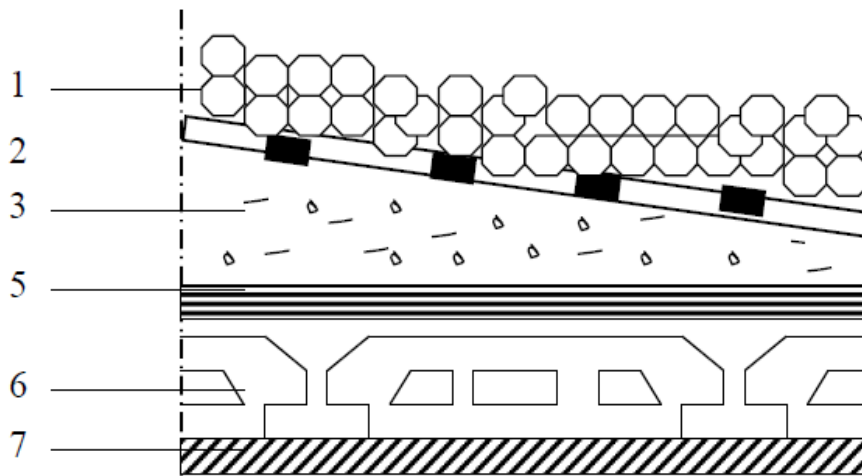


Figure. II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier.	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche.	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton.	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane.	/	/	0.01
5	Isolation thermique.	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression).	(16+4)	/	2.8
7	Enduit sous plafond en plâtre.	0.02	10	0.2
La charge permanente G (kN/m <sup>2</sup> )				5.68

Tableau II.2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

2. Plancher d'étage courant

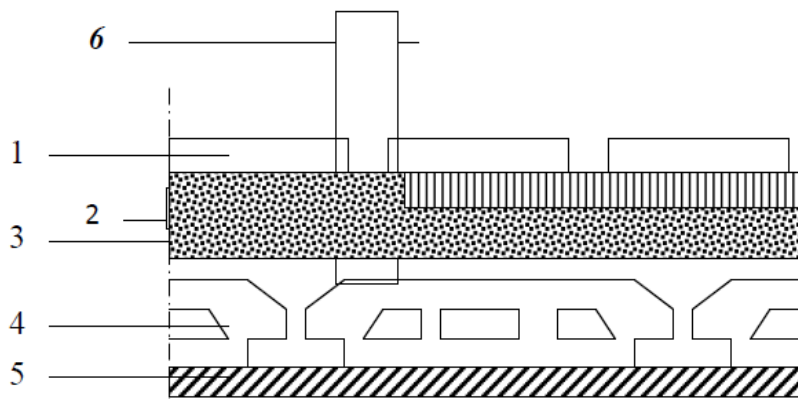


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage.	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose.	0.02	20	0.40
3	Couche de sable.	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux.	0.20	14	2.80
5	Enduit sous plafond en plâtre.	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures.	/	/	0.90
La charge permanente G (kN/m <sup>2</sup> )				5.24

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.

3. Dalle pleine

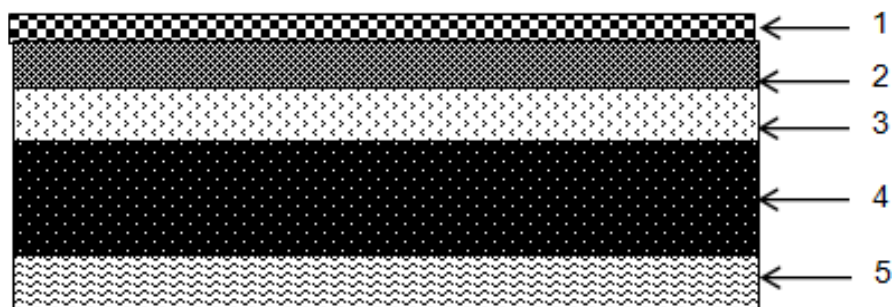


Figure II.4: coupe d'un plancher dalle pleine.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage.	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose.	0.02	20	0.40
3	Couche de sable.	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine en B.A.	0.15	25	3.75
5	Mortier de ciment.	0.02	10	0.20
La charge permanente G (kN/m <sup>2</sup> )				5.29

**Tableau II-4 : Caractéristiques des dalles pleines**

### II.2.2.Maçonnerie

#### ➤ Murs extérieurs

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment.	0.02	20	0.4
2	Briques creuses.	0.10	09	0.9
3	Lame d'air.	0.05	00	00
4	Briques creuses.	0.10	09	0.9
5	Enduit de plâtre.	0.02	10	0.2
La charge permanente G (kN/m <sup>2</sup> )				2.40

**Tableau II-5 : Charge permanente (G) murs extérieur**

#### ➤ Murs intérieur

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre intérieur.	0.02	10	0.2
2	Briques creuses.	0.10	09	0.9
3	Enduit en plâtre extérieur.	0.02	10	0.2
La charge permanente G (kN/m <sup>2</sup> )				1.3

**Tableau II-6 : Charge permanente (G) murs intérieur**

### ➤ Surcharges d'exploitation (Q)

Les surcharges d'exploitation sont données par le (DTR B.C. 2.2) dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1
Acrotère	1
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1.5
Plancher RDC	2.5
Plancher sous-sol	4
Balcon	3.5
Escalier	2.5

**Tableau II.7 :** Surcharges d'exploitation des différents éléments.

### II.3 descente de charges

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité les charges reprises par celui-ci, et de les cumuler en partant du dernier niveau jusqu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

#### II.3.1 Surface d'influence

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

##### Section sans poutre:

$$S_{\text{nette}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

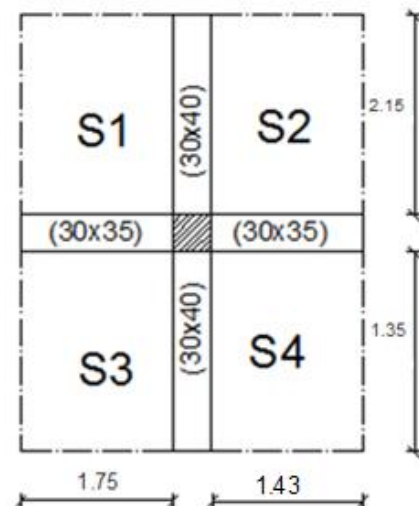
$$S1 = 2.15 \times 1.75 = 3.7625 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.15 \times 1.43 = 3.0745 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.35 \times 1.75 = 2.3625 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.35 \times 1.43 = 1.9305 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = 11.13 \text{ m}^2$$



**Figure II.5 :** Surface d'influence du poteau.

### II.3.2 Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence

#### 1) Les planchers

$$P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$$

- Plancher étage courant et RDC et le sous- sol :

$$P = 5.24 \times 11.13 = 58.32 \text{ kN}$$

- Plancher terrasse :

$$P_t = G_{\text{terrasse in accessible}} \times S = 5.68 \times 11.13 = 63.22 \text{ kN}$$

#### 2) Les poutres

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho)$$

Avec :

$\rho$  : poids volumique du béton

L : longueur de la poutre

- Les poutres principales (30×40) :

$$P_{pp} = (0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.15 + 1.35) = 10.5 \text{ kN}$$

- Les poutres secondaires (30×35) :

$$P_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 25) \times (1.75 + 1.45) = 8.4 \text{ kN}$$

D'où le poids total :

$$P_{\text{tot}} = 10.5 + 8.4 = 18.9 \text{ kN}$$

#### 3) Les poteaux

Avec :

-S : section des poteaux en zone IIa  $\geq 25 \text{ cm}$  (RPA 99/version 2003)

- $\rho$  : poids volumique du béton

-he : hauteur d'étage

$$\text{Pour le RDC et le sous-sol : } P_{\text{RDCss}} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.08 = 6.37 \text{ kN}$$

$$\text{Pour les autres poteaux : } P = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.78 \text{ kN}$$

### II.3.3. Les surcharge d'exploitations

$$Q_{\text{plancher}} = Q \times S$$

- Plancher terrasse :  $Q_0 = 11.13 \times 1 = 11.13 \text{ kN}$

- Plancher d'étage courant :  $Q_1 = Q_2 = Q_3 \dots Q_7 = 11.13 \times 1.5 = 16.69 \text{ kN}$

- Plancher RDC :  $Q_8 = 11.13 \times 2.5 = 27.82 \text{ kN}$
- Plancher sous-sol :  $Q_9 = 11.13 \times 4 = 44.52 \text{ kN}$

**II.3.4 Loi de dégression des surcharges**

D’après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux  $n$  pour tenir compte de cette loi est de cinq. En raison du nombre d’étage qui compose le bâtiment étudié  $n \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d’exploitation différentes

La loi de dégression est :

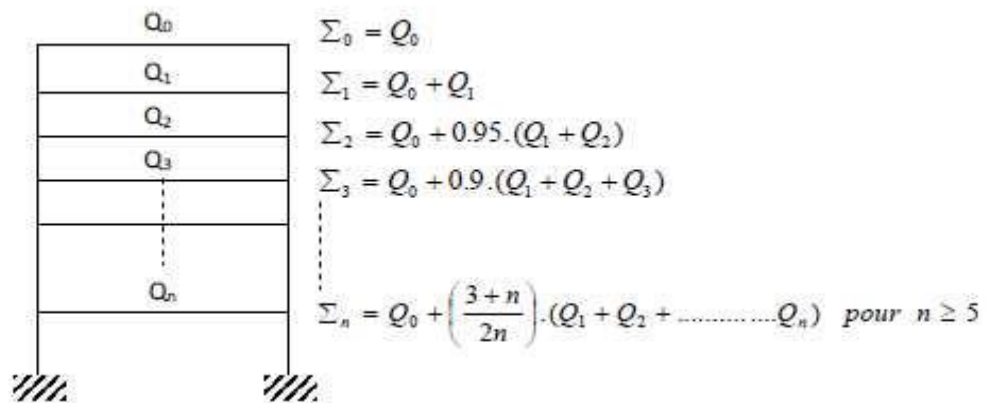
$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n \geq 5$$

$Q_0$  : surcharge d’exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d’exploitation de l’étage  $i$

$n$  : numéro de l’étage du haut vers le bas.

$Q_n$  : surcharge d’exploitation à l’étage «  $n$  » en tenant compte de la dégression des surcharges



**Figure II.6 :** Loi de dégression des surcharges d’exploitation.

**Coefficients de dégression de surcharges**

Niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Étage	terrasse	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S-S
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666

**Tableau II.8 :** Coefficients de dégression de surcharges.

**Note :** Le coefficient  $(3+n)/2n$  étant valable pour  $n \geq 5$ .

Niveaux	Opération	Résultats [kN]
10	$Q_0$	11.13
9	$Q_0 + Q_1$	27.82
8	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	42.84
7	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	56.19
6	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	67.88
5	$Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	77.89
4	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	86.23
3	$Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	94.56
2	$Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	110.50
1	$Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	137.12

**Tableau II.9 :** Les surcharges cumulées.

## ➤ Dimensionnement des poteaux

Niv	Charges permanentes [kN]					Charges d'exploitation [kN]		Effort Normal [kN] $N_s = G_c + Q_c$	$S \geq \frac{N_s}{0.3f_{c28}}$	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des Planchers	Poids des Poutres	Poids des poteaux	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$	$Q_i$	$Q_c$			Section trouvée	Section adoptée
7	63.21	18.9	4.78	86.89	86.89	16.69	16.69	103.58	138.10	11.75	30×35
6	58.32	18.9	4.78	86.89	173.78	16.69	33.38	207.16	276.21	16.61	30×35
5	58.32	18.9	4.78	86.89	260.67	16.69	50.07	310.74	414.32	20.35	35×40
4	58.32	18.9	4.78	86.89	347.56	16.69	66.76	414.32	552.42	23.50	35×40
3	58.32	18.9	4.78	86.89	434.45	16.69	83.45	517.9	690.53	30.34	40×45
2	58.32	18.9	4.78	86.89	521.34	16.69	100.14	621.48	828.64	33.23	40×45
1	58.32	18.9	4.78	86.89	608.23	16.69	116.83	725.06	966.74	31.09	40×45
RDC	58.32	18.9	6.37	83.59	695.12	27.82	144.65	839.77	1119.63	33.46	45×50
SS	58.32	18.9	6.37	83.59	778.71	44.52	189.17	967.88	1290.5	35.92	45×50

Tableau II.10 : Détermination des charges et surcharges

**Remarque**

On a adopté pour les poteaux des sections supérieurs à celles trouvé dans les calculs pour des raisons :

- ✓ Une bonne répartition des aciers.
- ✓ Eviter la rotule plastique dans les poteaux

**II.4.1 selon le RPA99 (Art7.4.1)**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

Conditions exigés par le RPA :	Poteaux :	Valeur calculée :	Vérification :
$\min (b,h) \geq 25$ $\min (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	Etage 6 et 7 (30×35)	$\min (b ; h) = 30 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etage 4 et 5 (35×40)	$\min (b,h) = 35 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etage 1 et 2 et 3 (40×45)	$\min (b,h) = 40 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	sous-sol et RDC (45×50)	$\min (b ; h) = 45 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓

**Tableau II-11** : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

**Conclusion**

Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

### II.4.2.Vérification de la condition de non flambement des poteaux : (CBA art B.8.3)

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. On doit vérifier la condition de l'élancement suivante :

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

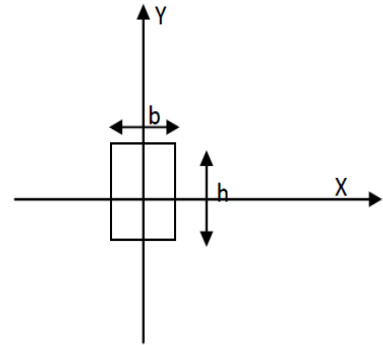


Figure II.7 : coupe de poteau

Avec :

**L<sub>f</sub>**: Longueur de flambement →  $L_f = 0.7 L_0$

**i** : Rayon de giration →  $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

**L<sub>0</sub>** : Hauteur libre du poteau

**S** : Section transversale du poteau →  $S = b \times h$ .

**I** : Moment d'inertie du poteau  $i_{yy} = \frac{hb^3}{12}$  et  $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Finalement :  $\lambda = 0.7\sqrt{12}L_0/b$

Niveau	Poteau (cm)	Surface (cm <sup>2</sup> )	Inertie (cm <sup>4</sup> )	L0 (cm)	Lf (cm)	i (cm)	$\lambda$
Etage 6 et 7	30×35	1050	107187.5	306	214.2	10.10	24.73
Etage 4 et 5	35×40	1400	186666.6	306	214.2	11.54	21.20
Etage 1 et 2 et 3	40×45	1800	303750	306	214.2	12.99	18.55
RDC	45×50	2250	468750	408	285.6	14.43	21.98
sous-sol	45×50	2250	468750	408	285.6	14.43	21.98

**Tableau II-12 :** Vérifications au flambement

- La condition de l'élancement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

**CHAPITRE III**  
**CALCUL DES ELEMENTS**

### III. Introduction

Les éléments non structuraux n'ont pas de fonctions porteuses ou de contreventement mais peuvent modifier considérablement le comportement de la structure, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; nous pourrions donc les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL91 modifié99, CBA93 et le RPA99 version 2003.

#### III.1:Calcul de l'Acrotère

##### III.1.1:Définition

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse, il est destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher, terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Son ferrailage se calcul sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q =1 kN» appelée poussée de la main courant, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

##### III.1.2.Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et à L'ELS.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

##### III.1.3.Dimensionnement

- Hauteur=80cm.
- Epaisseur=10cm
- La surface = 0.0885 m<sup>2</sup>

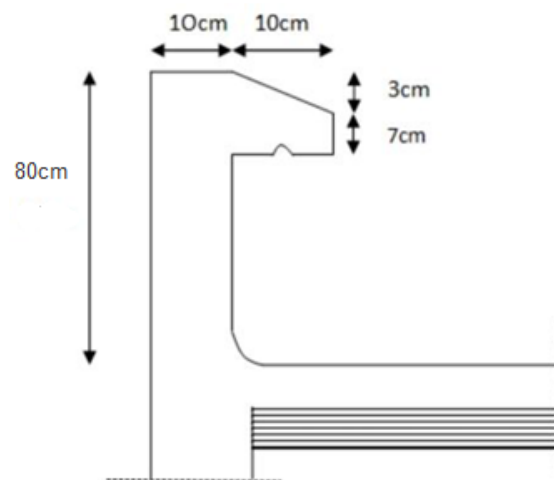


Figure III.1.1 : Coupe verticale d'un Acrotère

### III.1.4. Calcul des efforts internes

Les dimensions de l'acrotère vont nous permettre de déterminer la charge permanente correspondante.

$$G_{acr} = \rho_{\text{beton}} \times S_{acr}$$

- Calcul de son poids propre :

$$S = (0.8 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03/2)$$

$$= 0.0885 \text{ m}^2$$

$$G_{acr} = 25 \times 0.0885$$

$$G = 2.2125 \text{ kN/ml}$$

$$G = 1.2125 \text{ kN/ml}$$

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

- Calcul des sollicitations

- Moment de renversement  $M$  dû à la surcharge  $Q$  :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.80 \times 1 \text{ ml} = 0.80 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ kN}$$

- Effort normal dû au poids propre  $G$  :

$$N = G \times 1 \text{ ml} = 1.2125 \text{ kN}$$

- Diagramme des efforts interne

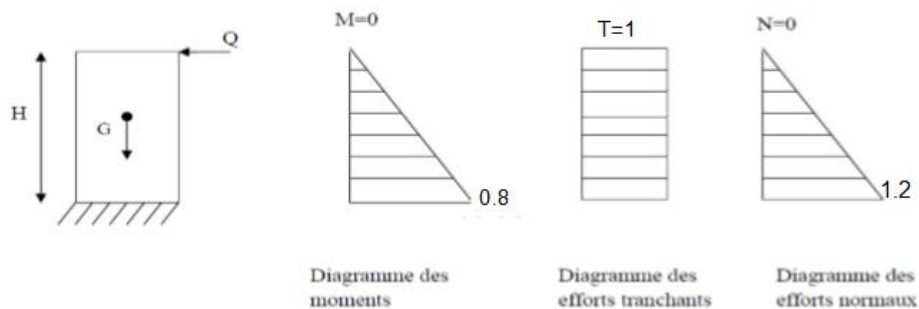


Figure III.1.2 : Diagramme des efforts internes

### III.1.5. Combinaison des charges

➤ A l'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

-L'effort normal:  $N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.125 = 2.868 \text{ kN}$

-l'effort tranchant:  $T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$

-Moment de flexion :  $M_u = 1.5 MQ = 1.5 \times 0.80 = 1.2 \text{ kN.m}$

➤ A l'ELS:  $q_u = G + Q$

-L'effort normal:  $N_s = G = 2.125 \text{ kN}$

-l'effort tranchant:  $T_s = Q = 1 \text{ kN}$

-Moment de flexion :  $M_s = MQ = 0.80 \text{ kN.m}$

### III.1.6. Ferrailage de l'acrotère

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10 \text{ cm}$ » et de largeur « $b = 100 \text{ cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif  $M_f$ , afin de déterminer les armatures fictives  $A_f$ , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles  $A$ .

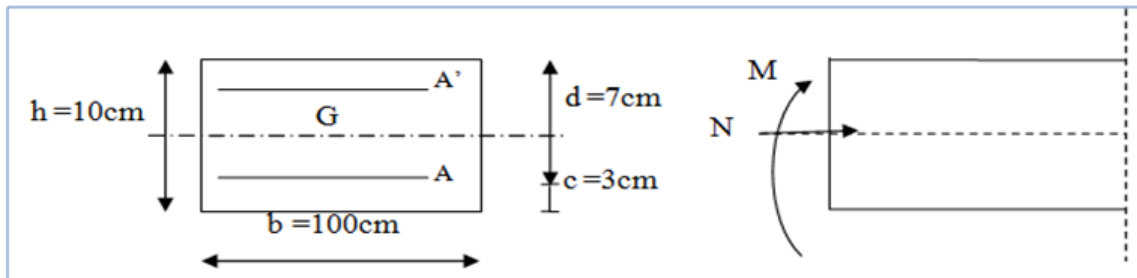


Figure III.1.3 : répartition des Armatures

Figure III.1.4 : schéma des efforts externes

Avec:

$h$  : épaisseur de la section,

$c$  et  $c'$  : l'enrobage,

$d = h - c$  : hauteur utile,

$M_f$ : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

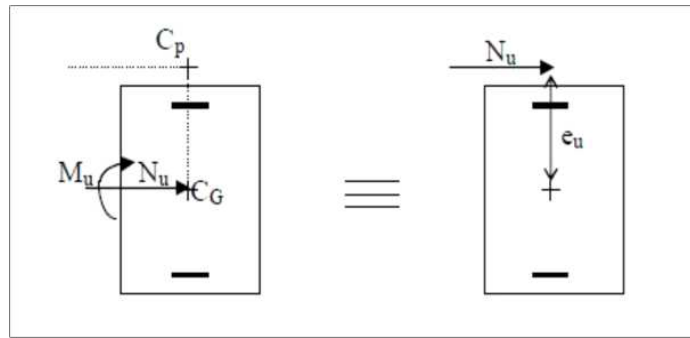


Figure III.1.5 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

### III.1.6.1 Calcul à L'ELU

#### a) Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{2.868} = 0.41 \text{ m} = 41 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2$$

Avec :

$M_U$ : moment dû à la compression.

$N_U$  : effort de compression.

$e_u$ : excentricité.

$Y = \frac{h}{2} - c \rightarrow$  la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

Donc :  $e_u = 41 \text{ cm} > h/2 - c = 2$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.  $N$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

#### b) Calcul en flexion simple

##### ➤ Moment fictif

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

$g$  : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$$M_f = 2.868 \times [0.41 + (\frac{0.10}{2} - 0.03)] = 1.233 \text{ kN.m}$$

$$M_f = 1.233 \text{ Kn.m}$$

➤ **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_{fu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.233 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.017 < \mu_1 = 0.392$$

→  $\mu_u = 0.017 < \mu_1 = 0.392$  → La section est simplement armée (SSA)

Avec :  $f_{bu} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2$  [MPa]

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.017 \rightarrow \beta = 0.992$$

**Remarque :**

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

➤ **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \sigma_{st} d} = \frac{1.233 \times 10^3}{0.992 \times 348 \times 7} = 0.510 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

**c) Calcul en flexion composée**

➤ La section des armatures réelles:

- Armatures principale:

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.510 - \frac{2.868}{34.8} = 0.427 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0$  → Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

**III.1.6.2 Vérification à l'ELU****a) La condition de non fragilité :(Art : A.4.2.1 BAEL91/99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Calcul de l'excentricité  $e_s$  :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.8}{2.125} = 0.376 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[ \frac{37.6 - 0.455 \times 7}{37.6 - 0.185 \times 7} \right] = 0.801 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.801 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.801 \text{ cm}^2 > A = 0.427 \text{ cm}^2 \rightarrow$  la condition n'est pas vérifiée

Avec :

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

### Conclusion

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_s = A_{\min} = 0.801 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } St = 100/4 = 25 \text{ cm.}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A/4 = 2.01/4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4HA8=2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement :  $St = 80/4 = 20 \text{ cm}$

### b) Vérification au cisaillement : (Art : A.5.1, 211 BAEL91/99)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Avec :  $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ kN}$  avec:  $V_u$  : effort tranchant à l'ELU

### Conclusion

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de l'adhérence des barres :( Art A.6.1, 3 BAEL91/99)**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement:  $\Psi_s=1.5$  pour les H.A

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$ : somme des périmètres utiles des barres

$$\text{Avec : } \sum U_i = n\pi\Phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.236 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.236 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$  **la condition est vérifiée.**

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d) Longueur de scellement droit: (Art A.6.1, 221 BAEL91/99)**

$L_s = 40 \Phi$  pour FeE 400

$L_s = 50 \Phi$  pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400  $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

On opte pour  $l_s = 35 \text{ cm}$ .

**Espacement des barres (B.5.3, 3 BAEL91/99)**

- Armature principale :  $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend :  $St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow$  **la condition est vérifiée.**

- Armature de répartition :  $St \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

On prend :  $St = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \rightarrow$  **la condition est vérifiée.**

**III.1.6.3 Vérification à l'ELS**

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers :  $\delta_{st} \leq \bar{\delta}_{st}$
- La contrainte dans le béton :  $\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$

## a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier

(Art A.4.5.3.3BAEL91/99)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

 $\eta = 1.6$  : Fissuration préjudiciable, (acier HA),  $\varnothing \geq 6\text{mm}$ 

On a :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9155 \\ K_1 = 44.17 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{0.8 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 201} = 62.10 \text{ MPa}$$

 $\sigma_{st} = 62.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$  la condition est vérifiée

## b. Vérification de la contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2BAEL91/99)

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$ 

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{62.10}{44.17} = 1.40 \text{ MPa}$$

 $\sigma_{bc} = 1.40 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \rightarrow$  la condition est vérifiée.**Conclusion**

- ✓ Armatures principales : 4HA8 espacées de 25cm.
- ✓ Armatures de répartition : 4HA8 espacées de 20cm.

**III.1.7 Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99)**

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale :

$$F_p = 4 A \times C_p \times w_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

A = 0.15 (Zone II<sub>a</sub>, groupe d'usage 2) (Art4.2.3.tableau 4-1/RPA99)C<sub>p</sub> : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$C_p = 0.3$  (Tableau 6-1/RPA99)

$w_p$  : poids de l'acrotère

$w_p = 1.96 \text{ kN/ml}$

Donc :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.96 = 0.3528 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$ .  $\Rightarrow$  Comme  $F_p$  est inférieure à  $1 \text{ kN/ml}$ , c'est le calcul sous  $Q$  qui est le plus défavorable.

## III.2. Calcul des planchers en corps creux

### III.2.1. Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur Elle est armée d'un treillis soudé dont les dimensions des mailles seront au plus égales aux valeurs indiquées par l'article suivant : [BAEL91/B.6.8.423].

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

#### a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles [BAEL 91/B.6.8,423]

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \rightarrow \text{pour } l \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \rightarrow \text{pour } 50 \text{ cm} \leq l \leq 80 \text{ cm}$$

Avec :

$A_{\perp}$  : cm<sup>2</sup> par mètre linéaire.

L: entre axes des poutrelles (**cm**).

$f_e$ : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (**MPa**).

Dans notre cas ; **L=65cm** et  **$f_e= 520 \text{ MPa}$**

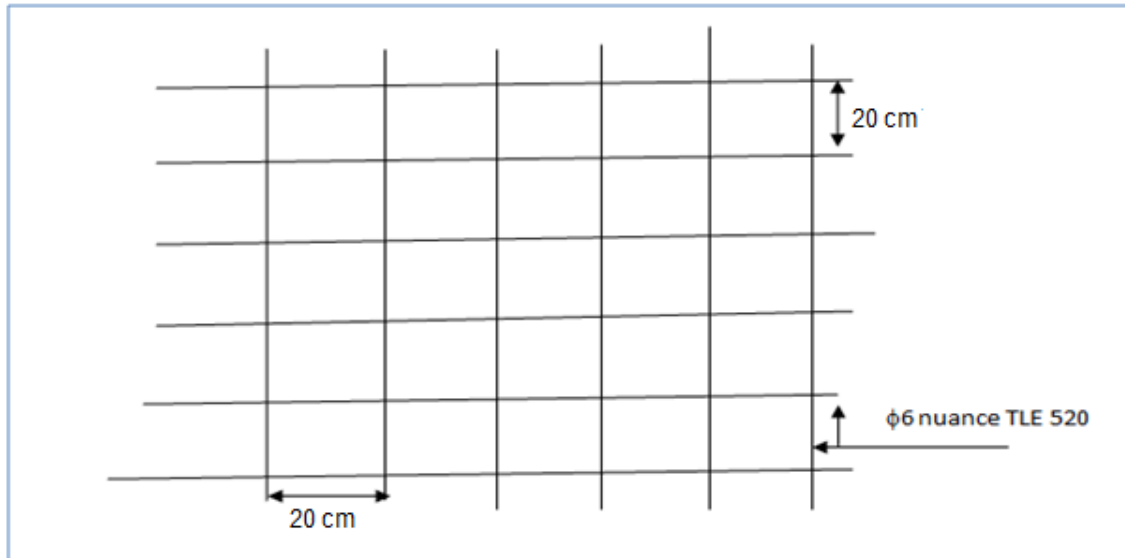
$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit:  $A_{\perp} = 6\emptyset6 = 1.7 \text{ cm}^2 \rightarrow$  avec un espacement de 20 cm.

#### b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit:  $A_{//} = 6\emptyset6 = 1.7 \text{ cm}^2 \rightarrow$  avec un espacement de 20 cm.



**Figure III.2.1 : Treillis soudées de  $20 \times 20 \text{ cm}^2$**

### Conclusion

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(6 \times 200 \times 6 \times 200) \text{ mm}^2$ .

### III.2.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

#### a) Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

##### ➤ Critère de la petite portée

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

##### ➤ Critère de la continuité

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles BAEL91 préconise que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côtés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

**b) Dimensionnement des poutrelles**

$b = 65\text{cm}$  : distance entre axes de deux poutrelle

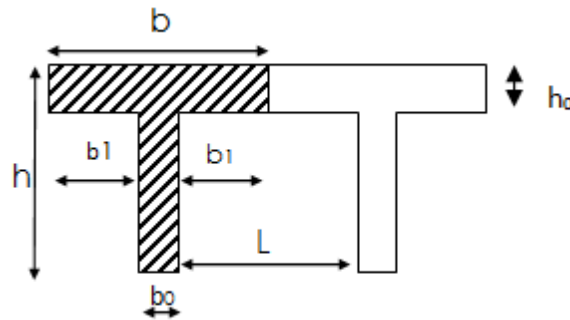
$h = (16+4)$  : hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$  : largeur de la poutrelle

$h_0 = 4\text{ cm}$  : épaisseur de la dalle de compression

$b_1$ : débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5\text{ cm}$$



**Figure III.2.2** : Surfaces revenant aux poutrelles.

**Remarque**

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher le plus sollicité, c - à - d celui qui porte la plus grande surcharge. Dans notre cas c'est le plancher à usage commercial.

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

**III.2.3 : 1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à  $0.95\text{ kN} / \text{m}^2$  et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12\text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62\text{ kN/ml}$

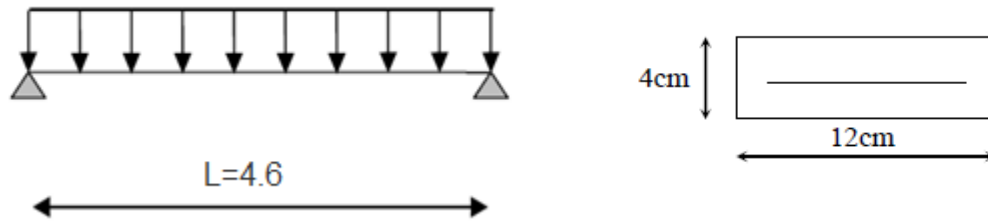
Avec :  $l=65\text{ cm}$  → largeur de l'hourdis

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74\text{ kN/ml}$$

- Surcharge due à l'ouvrier :  $Q = 1\text{ kN/ml}$ .

**a- Ferrailage à l'état limite ultime**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).



**Figure III.2.3** : schéma statique de la poutrelle.

❖ **Combinaisons de charges**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

**Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.6)^2}{8} = 6.61 \text{ kN.m}$$

**Calcul de l'effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.6}{2} = 5.75 \text{ kN.}$$

**Calcul de la section d'armature**

Soit l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur  $d = h - 2 = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.61 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 9.69 > 0.392 \rightarrow \text{Section doublement armée (SDA).}$$

**Conclusion**

Comme la section de la poutrelle est faible ( $12 \times 4 \text{ cm}^2$ ), par conséquent, on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires ; espacement entre étais : **80 à 120 cm.**

**III.2.4 : 2<sup>ème</sup> étapes : Après coulage de la dalle de compression**

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge «  $q_u$  » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges). Elle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

**Poids propre de plancher :**  $G = 5.24 \times 0.65 = 3.406 \text{ kN/ml}$

**Surcharges d'exploitation :**  $Q = 4 \times 0.65 = 2.6 \text{ kN/ml}$

**a- Les combinaisons des charges :**

À l'ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 2.6 = 8.5 \text{ kN/ml}$

À l'ELS :  $q_s = G + Q = 3.406 + 2.6 = 6 \text{ kN/ml}$

**b- Choix de la méthode**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- b-** Méthode forfaitaire ;
- c-** Méthode de Caquot ;
- d-** Méthode des trois moments ;

**➤ Méthode forfaitaire**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul, applicable aux planchers à surcharges modérées ; tels que les plancher des constructions courantes comme les bâtiments à usage d'habitation, bureautique et de service.

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, suivant le **BAEL91**, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées.

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99) :

- 1) La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 kN/m<sup>2</sup>.

$$Q \leq \max\{2G ; 5 \text{ kN/ml}\}$$

$$2G = 2 \times 3.406 = 6.812 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1 \times 2.6 = 2.6 \text{ kN/m}^2$$

D'où :  $Q = 2.6 \text{ kN/m}^2 < 2G = 6.812 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$  **la condition est vérifiée.**

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  $\Rightarrow$  **la condition est vérifiée.**
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{315}{380} = 0.82 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{380}{380} = 1 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{380}{460} = 0.82 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{460}{380} = 1.21 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{380}{380} = 1 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{380}{315} = 1.20 \end{array} \right\} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

**Conclusion**

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

**a) Principe de la méthode**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment «  $M_0$  » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

## b) Exposé de la méthode

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- $M_0$  : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.  
 $M_0 = q l^2 / 8$  ; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- $M_w$  et  $M_e$  : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- $M_t$  : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) M_t \geq \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$3) M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Dans une travée de rive}$$

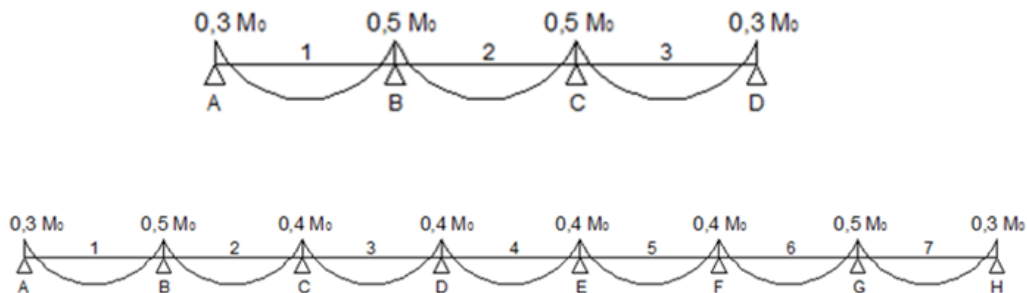
- 4) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

**-0.6  $M_0$**  pour une poutre de deux travées.

**-0.5  $M_0$**  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

**-0.4  $M_0$**  pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas nous avons quatre types de travées à étudier :



**Figure III.2.4** : diagramme des moments des poutres continues

c) Application

- Combinaison de charge

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.24 \times 0.65 = 3.406 \text{ kN/ml} \\ Q = 4 \times 0.65 = 2.6 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

A l'E.L.U :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.50 \text{ kN/ml}$

A l'E.L.S:  $q_s = G + Q = 6 \text{ kN/ml}$

- Calcul des rapports des charges

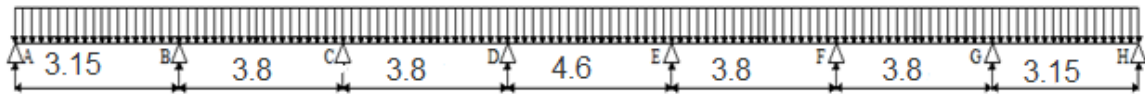
$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} ; \text{ avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{4}{5.25 + 4} = 0.433 < \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

		Travée intermédiaire	Travée de rive
$\alpha$	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.433	1.1299	0.5650	0.6650

Etude du Cas 1 :



Calcul des moments isostatique

- En travées

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
L (m)	3.15	3.8	3.8	4.6	3.8	3.8	3.15
$M_0(\text{kN.m})$	10.54	15.34	15.34	22.48	15.34	15.34	10.54

- Aux appuis

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient $\beta$	0.3	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.3
$M_{\text{appui}}(\text{kN.m})$	3.16	5.27	6.13	6.13	6.13	6.13	5.27	3.16

Calcul des moments en travées

• Travée de rive

- Travée A-B et G-H

$$M_{t_{AB}} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = (1.1299 \times 10.54) - \frac{3.16 + 5.27}{2} = 7.69 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{AB}} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{01} = 0.6650 \times 10.54 = 7 \text{ kN.m}$$

Soit :  $M_{t_{AB}} = M_{t_{GH}} = 7.69 \text{ kN.m}$

• Travée intermédiaire

- Travée B-C et F-G

$$M_{t_{BC}} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = (1.1299 \times 15.34) - \frac{5.27 + 6.13}{2} = 11.63 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{BC}} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_{02} = 0.5650 \times 15.34 = 8.66 \text{ kN.m}$$

Soit :  $M_{t_{BC}} = M_{t_{FG}} = 11.63 \text{ kN.m}$

- Travée C-D et E-F

$$M_{t_{CD}} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = (1.1299 \times 15.34) - \frac{6.13 + 6.13}{2} = 11.20 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{CD}} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_{03} = 0.5650 \times 15.34 = 8.66 \text{ kN.m}$$

Soit :  $M_{t_{CD}} = M_{t_{EF}} = 11.20 \text{ kN.m}$

- Travée D-E

$$\left\{ \begin{aligned} M_{t_{DE}} &\geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = (1.1299 \times 22.48) - \frac{6.13 + 6.13}{2} = 19.27 \text{ kN.m} \\ M_{t_{DE}} &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_{04} = 0.5650 \times 22.48 = 12.63 \text{ kN.m} \end{aligned} \right.$$

Soit :  $M_{t_{DE}} = 19.27 \text{ kN.m}$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
$M_t$ (kN.m)	7.69	11.63	11.20	19.27	11.20	11.63	7.69

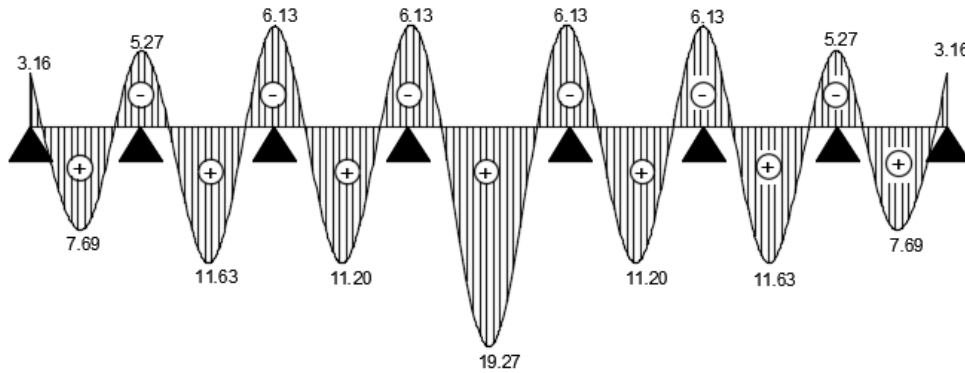


Figure III.2.5 : Diagramme des moments fléchissant

Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Avec :  $\theta(x = 0) = \frac{q_u \times L}{2}$  et  $\theta(x = L) = -\frac{q_u \times L}{2}$

$$T_w = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_e = -\frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$T(x)$  : effort tranchant sur appui ;

$\theta(x)$  : effort tranchant de la travée isostatique ;

$M_i$  et  $M_{i+1}$  : moment sur appuis  $i$ ,  $i+1$  respectivement en valeur algébrique ;

$T_w$  : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

$T_e$  : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

$L$  : longueur de la travée.

### Application

#### - Travée A-B :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{8.5 \times 3.15}{2} + \frac{-5.27 + 3.16}{3.15} = 12.71 \text{ kN} \\ T_B = -\frac{8.5 \times 3.15}{2} + \frac{-5.27 + 3.16}{3.15} = -14.05 \text{ kN} \end{array} \right.$$

#### - Travée B-C :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-6.13 + 5.27}{3.8} = 15.92 \text{ kN} \\ T_C = -\frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-6.13 + 5.27}{3.8} = -16.37 \text{ kN} \end{array} \right.$$

#### - Travée C-D

$$\left\{ \begin{array}{l} T_C = \frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-6.13 + 6.13}{3.8} = 16.15 \text{ kN} \\ T_D = -\frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-6.13 + 6.13}{3.8} = -16.15 \text{ kN} \end{array} \right.$$

#### - Travée D-E

$$\left\{ \begin{array}{l} T_D = \frac{8.5 \times 4.6}{2} + \frac{-6.13 + 6.13}{4.6} = 19.55 \text{ kN} \\ T_E = -\frac{8.5 \times 4.6}{2} + \frac{-6.13 + 6.13}{4.6} = -19.55 \text{ kN} \end{array} \right.$$

- Travée E-F

$$\begin{cases} T_E = \frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-6.13 + 6.13}{3.8} = 16.15 \text{ kN} \\ T_F = -\frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-6.13 + 5.27}{3.8} = -16.15 \text{ kN} \end{cases}$$

- Travée F-G

$$\begin{cases} T_F = \frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-5.27 + 6.13}{3.8} = 16.37 \text{ kN} \\ T_G = -\frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-5.27 + 6.13}{3.8} = -15.92 \text{ kN} \end{cases}$$

- Travée G-H

$$\begin{cases} T_G = \frac{8.5 \times 3.15}{2} + \frac{-3.16 + 5.27}{3.15} = 14.05 \text{ kN} \\ T_H = -\frac{8.5 \times 3.15}{2} + \frac{-3.16 + 5.27}{3.15} = -12.71 \text{ kN} \end{cases}$$

Les valeurs des efforts tranchants sont résumées dans le tableau suivant :

Travée	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F		F-G		G-H	
$T_i$ (kN)	$T_A$	12.71	$T_B$	15.92	$T_C$	16.15	$T_D$	19.55	$T_E$	16.15	$T_F$	16.37	$T_G$	14.05
$T_{i+1}$ (kN)	$T_B$	-14.05	$T_C$	-16.37	$T_D$	-16.15	$T_E$	-19.55	$T_F$	-16.15	$T_G$	-15.92	$T_H$	-12.71

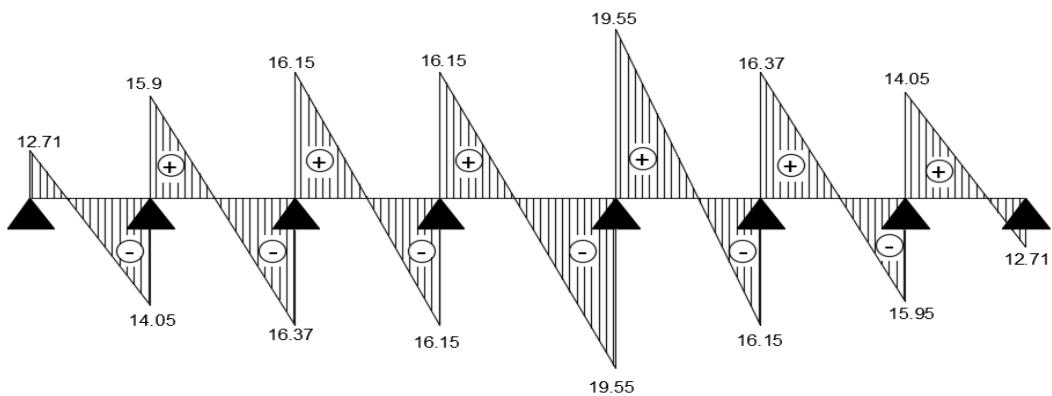
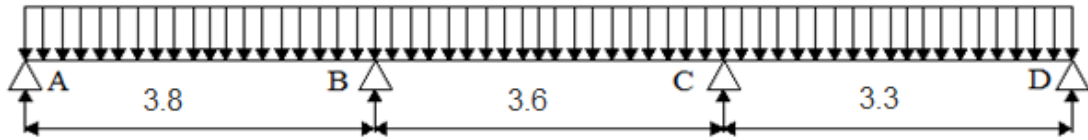


Figure III.2.6 : Diagramme des efforts tranchants.

Etude du Cas 2



Calcul des moments isostatique

- **En travées**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

travée	A-B	B-C	C-D
L (m)	3.8	3.6	3.3
$M_0$ (kN.m)	10.54	15.34	15.34

- **Aux appuis**

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient $\beta$	0.3	0.5	0.5	0.3
$M_{\text{appui}}$ (kN.m)	3.16	5.27	7.67	4.6

Calcul des moments en travées

- **Travée A-B**

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{AB} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = (1.1299 \times 10.54) - \frac{3.16 + 5.27}{2} = 7.69 \text{ kN.m} \\ Mt_{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{01} = 0.6650 \times 10.54 = 7 \text{ kN.m} \\ \text{Soit : } Mt_{AB} = 7.69 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- Travée B-C

$$\left\{ \begin{aligned} M_{t_{BC}} &\geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = (1.1299 \times 15.34) - \frac{5.27 + 7.67}{2} = 10.86 \text{ kN.m} \\ M_{t_{BC}} &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_{02} = 0.5650 \times 15.34 = 8.66 \text{ kN.m} \end{aligned} \right.$$

Soit :  $M_{t_{BC}} = 10.86 \text{ kN.m}$

- Travée C-D

$$\left\{ \begin{aligned} M_{t_{CD}} &\geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = (1.1299 \times 15.34) - \frac{7.67 + 4.6}{2} = 11.19 \text{ kN.m} \\ M_{t_{CD}} &\geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{03} = 0.6650 \times 15.34 = 10.20 \text{ kN.m} \end{aligned} \right.$$

Soit :  $M_{t_{CD}} = 11.19 \text{ kN.m}$

Travée	A-B	B-C	C-D
$M_t$ (kN.m)	7.69	10.86	11.19

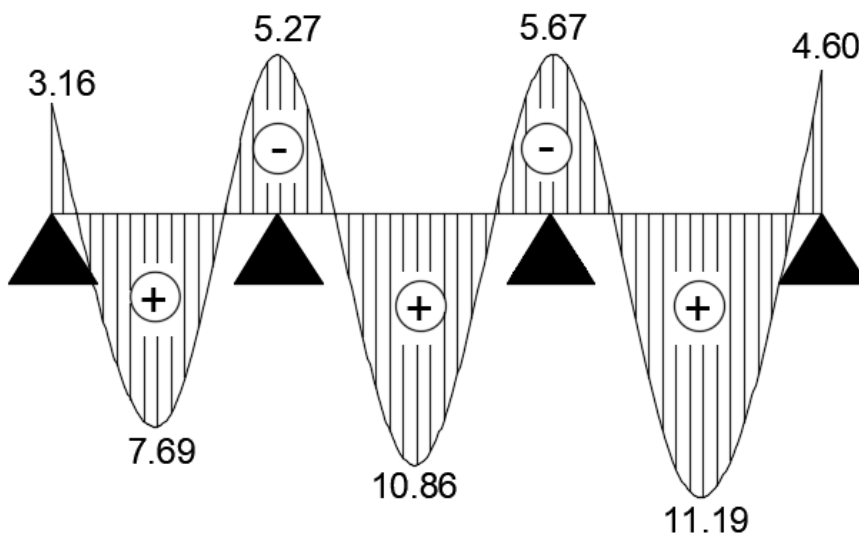


Figure III.2.7 Diagramme des moments fléchissant

## Calcul des efforts tranchants

## - Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{8.5 \times 3.15}{2} + \frac{-5.27 + 3.16}{3.15} = 12.72 \text{ kN} \\ T_B = -\frac{8.5 \times 3.15}{2} + \frac{-5.27 + 3.16}{3.15} = -14.05 \text{ kN} \end{array} \right.$$

## - Travée B-C

$$\left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-7.67 + 5.27}{3.8} = 15.51 \text{ kN} \\ T_C = -\frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-7.67 + 5.27}{3.8} = -16.78 \text{ kN} \end{array} \right.$$

## - Travée C-D

$$\left\{ \begin{array}{l} T_C = \frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-4.6 + 7.67}{3.8} = 16.95 \text{ kN} \\ T_D = -\frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-4.6 + 7.67}{3.8} = -15.34 \text{ kN} \end{array} \right.$$

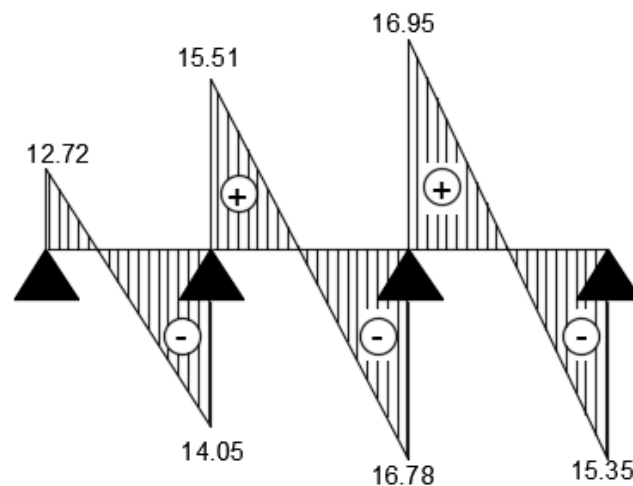


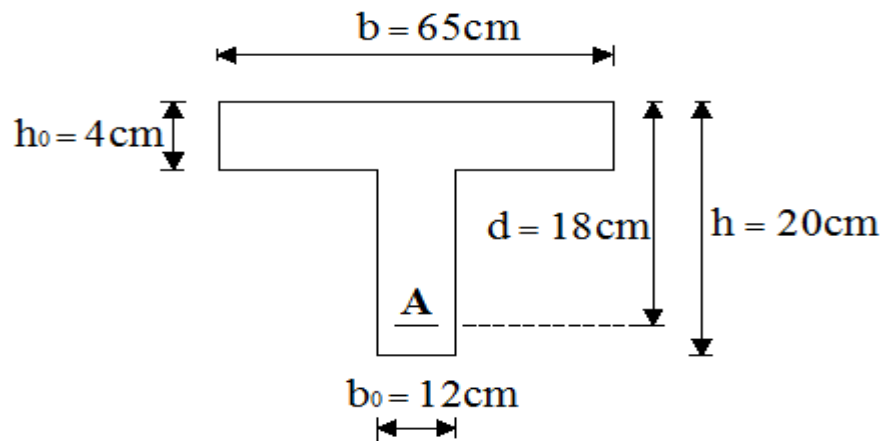
Figure III.2.8 Diagramme des efforts tranchants.

## III.2.5 Ferrailage à l'ELU

- Armatures longitudinales

Les moments max aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 19.27 \text{ kN.m et } M_a^{\max} = 7.67 \text{ kN.m}$$



La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$$b = 65 \text{ cm; } b_0 = 12 \text{ cm; } h = 20 \text{ cm; } h_0 = 4 \text{ cm; } d = 18 \text{ cm}$$

## a) En travées

$$M_t^{\max} = 19.27 \text{ kN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

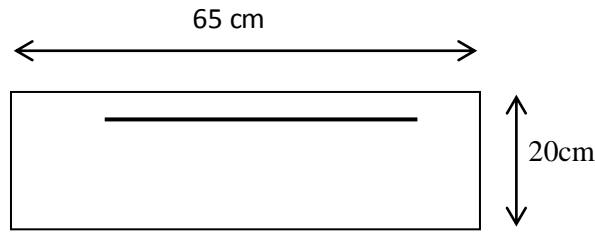
$$M_0 = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}; \quad \text{avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{\max} = 19.27 \text{ kN.m} < M_0 \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$



$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.27 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.064$$

$$\mu = 0.064 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0.038 \rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{19.27 \times 10^5}{0.967 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 3.18 \text{ cm}^2$$

- Choix de section d'armature :

-Ast=3HA12= 3.39cm<sup>2</sup>.

-Armature de répartition : Ar=1/4Ast=0.85cm<sup>2</sup>

-Nous prendrons 3HA8 =1.51cm<sup>2</sup>

### b) Aux appuis

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0=12\text{cm}$  et de hauteur  $h=20\text{cm}$ .

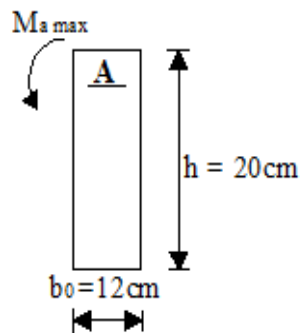


Figure III.2.9 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis)

$$\mu = \frac{M_A^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{7.67 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.138$$

$$\mu = 0.138 < \mu_l = 0.925 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0.166 \rightarrow \beta = 0.909$$

$$A_{st} = \frac{M_A^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.67 \times 10^5}{0.925 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.324 \text{ cm}^2$$

- Choix de section d'armature

$$-A_{SA}=2HA12= 2.26\text{cm}^2.$$

$$-Armature de répartition : A_r=1/4 A_{st}=0.56\text{cm}^2$$

$$-Nous prendrons 3HA8 =1.51\text{cm}^2$$

➤ **Armatures transversales à L'ELU (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.5.1, 23)**

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_l\right)$$

$$\varphi_t = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.6\right) = 0.57 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de Ø8 avec  $A_{st}=3HA8 =1.50\text{cm}^2$

**Espacement des cadre :** est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/Art: A.5.1.22)

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

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**Conclusion**

- En travée  $A_{st}=3HA12= 3.39\text{cm}^2$ .
- En appui  $A_{st}=2HA12= 2.26\text{cm}^2$ .
- Les armatures transversales :  $A_{st}=3HA8 =1.51\text{cm}^2$

### III.2.6 Vérifications à l'ELU

#### III.2.6.1. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (A.4.2BAEL91/99)

##### - Calcul de la section minimale

- En travée

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adt}} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Aux appuis

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_c = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.260 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adt}} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.260 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

#### III.2.6.2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

$$V_u^{\max} = 16.95 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{16.95 \times 10^3}{120 \times 180}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.325 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

#### III.2.6.3. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} ,$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i} = \frac{16.95 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.39 \text{ MPa avec :}$$

$\Psi = 1.5$  : Coefficient scellement HA.

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \pi \emptyset = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1.39 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres.

### III.2.6.4. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313)

- Appuis de rive

$$\frac{2T_{\max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } a_0 = 0.69d$$

Il faut vérifier que :

$$T = \frac{0.8 \times 0.9d \times f_{c28} \times b_0}{2\gamma_b} = 0.36 \frac{df_{c28} \times b_0}{\gamma_b}$$

$$T = \frac{0.36 \times 18 \times 25 \times 12}{1.5} \times 10^{-1} = 129.6 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 15.34 \text{ kN} < T = 129.6 \text{ kN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires

Il faut vérifier que :

$$T = \frac{0.8 \times 0.9d \times f_{c28} \times b_0}{2\gamma_b} = 0.36 \frac{df_{c28} \times b_0}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} = 16.95 \text{ kN} < T = 129.6 \text{ kN} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

### III.2.6.5 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)

Appuis de rive

$$A \geq \left( T_{\max} - \frac{M_{\max}^a}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_S}{f_e} = \left( 15.34 - \frac{4.60 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \times \frac{11.5}{400} = -0.375 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 2.26 \text{ cm}^2 > A = -0.375 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Appuis intermédiaire

$$A \geq \left( T_{\max} - \frac{M_{\max}^a}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_S}{f_e} = \left( 16.95 - \frac{7.67 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \times \frac{11.5}{400} = -0.873 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 2.35 \text{ cm}^2 > A = -0.873 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

### III.2.6.6 Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

Avec :  $\Psi_s = 1.5$  pour HA

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \varphi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1 \times \frac{400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ cm}$$

Pour acier HA :  $f_e = 400 \text{ MPa}$

Forfaitairement

$$L_s = 40 \times \emptyset = 40 \times 1 = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{ nous prendrons : } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « **Lc** » est au moins égale à :  $0.4 \times L_s$  pour les aciers H.A.

$$\mathbf{LC = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}}; \text{ nous adopterons des crochets à } 45^\circ \text{ avec une longueur } \mathbf{LC = 20 \text{ cm.}}$$

### III.2.7. Vérifications à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calculer à l'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$ .

$$\mathbf{A \text{ l'ELU} : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.5 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{A \text{ l'ELS} : } q_s = G + Q = 6 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = 0.70$$

Moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_{t\max} = 11.63 \times 0.70 \rightarrow \mathbf{M_{t\max} = 8.141 \text{ kN.m}}$$

$$M_{a\max} = 7.67 \times 0.70 = 5.37 \text{ kN.m} \rightarrow \mathbf{M_{a\max} = 5.37 \text{ kN.m}}$$

**III.2.7.1 Etat limite de la compression du béton**

- **En travée**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : **Ast=3HA12= 3.39cm<sup>2</sup>**.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.57$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8.141 \times 10^6}{0.837 \times 18 \times 2.35 \times 10^3} = 229.94 \text{ MPa}$$

$$K_1 = 15.67 \Rightarrow K = 1/K_1 = 0.063$$

Ms (kN.m)	As à l'ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
8.141	3.39	1.57	0.837	15.67	14.48	15	Vérifiée

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 14.48 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

**III.2.7.2 Etat limite d'ouverture des fissures**

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

**III.2.7.3 Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99)**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$2) \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\text{Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 6 \times \frac{4.6^2}{8} = 15.87 \text{ kN.m}$$

h : hauteur totale (20cm)

$l$  : longueur de la travée entre nus d'appuis

$d$  : hauteur utile de la section droite

$b_0$  : largeur de la nervure

$M_0$  : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

$M_t$  : moment fléchissant maximal en travée

$A$  : section d'armatures

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0.04 < \frac{11.63}{15 \times 15.87} = 0.049 \text{ la condition est vérifiée}$$

$$2) \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

$$3) \frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0.04 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**Donc** : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2 :BAEL91)**

Il faut vérifier que :

$$f = \frac{5 q_s \times l^2}{384 E_0 \times I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$\bar{f}$  : la flèche admissible

$E_v$  : module de déformation différée ;  $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$

$E_v = 10818.865 \text{ MPa}$

$I_{fv}$  : inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

$I_{fv}$  est donné par la formule suivante :

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$$

$I_0$  : moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$\rho$  : est le rapport de l'aire  $A$  de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la

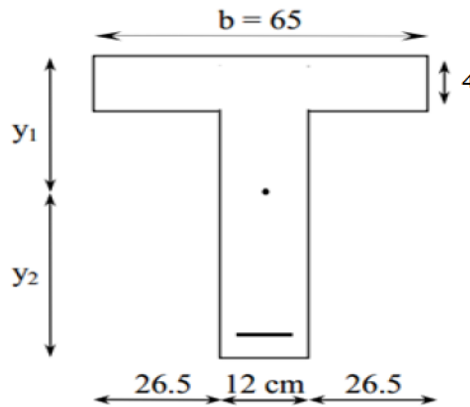
nervure :  $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

$$\lambda_V = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho}$$

➤ **Calcul des paramètres**

- La position de l'axe neutre

$$\begin{aligned} S_{XX'} &= b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{ST} \times d) \\ &= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3.39 \times 18) \\ &= 3739.3 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$



**Figure III.2.10** : Dimensions de la section en Té

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3.39) = 502.85 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_{st} (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12) 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21018.51 \text{ cm}^4.$$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0156$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0156} = 1.054$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0\right\} = \max\left\{1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0156 \times 348 + 2.1} ; 0\right\} = \max\{0.84 ; 0\} \\ = 0.84$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 21018.51}{1 + 0.4 \times (1.054 \times 0.84)} = 17073.78 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{6 \times 4.6^2}{10818.865 \times 10^3 \times 17073.78 \times 10^{-8}} = 0.00089 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4.6}{500} = 0.0092 \text{ m}$$

$$f = 0.000089 \text{ m} < \bar{f} = 0.0092 \text{ m} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

### Conclusion

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

- Les armatures longitudinales :
  - En travée  $A_{st}=3HA12= 3.39\text{cm}^2$ .
  - Aux appuis :  $A_{sa}=2HA12= 2.26\text{cm}^2$ .
- Les armatures transversales :
  - $A_{st}=3HA8 =1.51\text{cm}^2$

### III. 3 Balcon en dalle pleine

#### Introduction

Le balcon est assimilé à une console encadrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est soumis à une charge permanente  $G$ , au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation horizontale  $Q$  due à la main courante qui engendre un moment  $M_Q$  dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple.

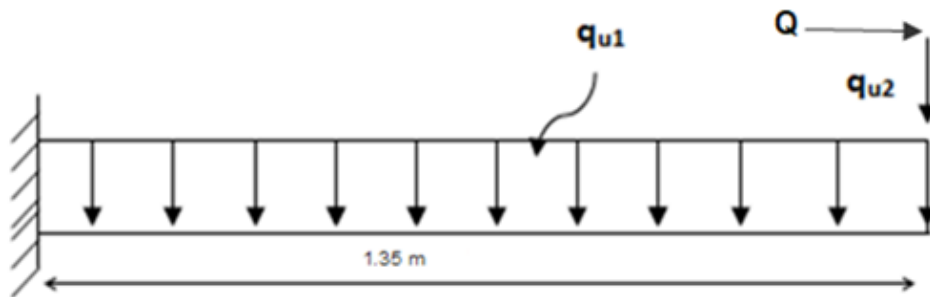


Figure III.3.1 schéma statique du balcon.

$q_{u1}$  : charges et surcharges verticales revenant au balcon.

$q_{u2}$  : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde-corps de 10cm d'épaisseur.

#### III.3.1 Pré -dimensionnement

Du 2<sup>ème</sup> chapitre (pré dimensionnement des éléments) on a :

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

$$G = 5.29 \text{ kN /m}^2$$

##### Garde de corps :

- $G_2 = (\text{poids de l'enduit ciment} \times 2 + \text{poids de la maçonnerie}) \times \text{hauteur du garde-corps}$

$$\text{Enduit ciment : } 0.40 \times 2 = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Maçonnerie : } 0.9 \text{ kN / m}^2$$

$$G_2 = 1.70 \times 1.35 = 2.295 \text{ kN /ml}$$

➤ **La Charge d'exploitation**

Surcharge due à la main courante :  $Q_1 = 1 \text{ kN/ml}$

Elle est donnée par le DTR BC.22 :  $Q = 3.5 \text{ kN / m}^2$

Surcharge revenant au balcon :  $Q = 3.5 \times 1 \text{ ml} = 3.5 \text{ kN/ml}$

### III.3.2 Les combinaisons des charges

- **A L'ELU :  $1.35G+1.5Q$**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q = 1.35 \times 5.29 + 1.5 \times 3.5 = 12.39 \text{ kN/m.} \\ q_{u2} = 1.35 \times G_2 = 1.35 \times 2.295 = 3.098 \text{ kN/m.} \end{array} \right.$$

- **A L'ELS :  $G+Q$**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{s1} = G_1 + Q = 5.29 + 3.5 = 8.79 \text{ kN/ml.} \\ q_{s2} = G_2 = 2.295 \text{ kN/ml.} \end{array} \right.$$

### III.3.3 Calcul des efforts internes

➤ **Les moments**

- **A l'ELU**

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1}}{2} l^2 = \frac{12.39 \times 1.35^2}{2} = 11.29 \text{ kN.m}$$

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 3.098 \times 1.35 = 4.18 \text{ kN.m}$$

$$M_u^t = M_{qu1} + M_{qu2} = 11.29 + 4.18 = 15.47 \text{ kN.m}$$

- **A l'ELS**

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1}}{2} l^2 = \frac{8.79 \times 1.35^2}{2} = 8 \text{ kN.m}$$

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 2.295 \times 1.35 = 3.09 \text{ kN.m}$$

$$M_s^t = M_{qs1} + M_{qs2} = 8 + 3.09 = 11.09 \text{ kN.m}$$

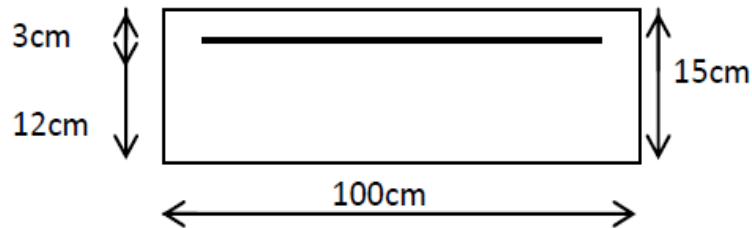
➤ **Les efforts tranchants**

$$\text{A l'ELU : } V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.39 \times 1.35 + 3.098 = 19.82 \text{ kN.}$$

$$\text{A l'ELS : } V_s = q_{s1} \times l + q_{s2} = 8.79 \times 1.35 + 2.295 = 14.16 \text{ kN.}$$

### III.3.4 Ferrailage

➤ **Les armatures principales**



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.47 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.07$$

$$\mu = 0.085 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.07 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.38 \times 10^3}{0.964 \times 12 \times 348} = 3.57 \text{ cm}^2$$

On adopte pour une section :  $A = 4\text{HA}16 = 6.15 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm.}$$

### III.3.5 Vérification à L'ELU

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec: } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.06(0.06)(25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 6.15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'entraînement des armatures\_ (Art6.1, 3/BAEL 91)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :  $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$

et:  $\Psi = 1.5HA$

$$\sum u_i = 3.14 \times 4 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.82 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 178.5} = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec: } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

→ **fissuration préjudiciable.**

$$\tau_u = \frac{19.82 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'espacement des barres**

- Pour les armatures principales :  $St < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$

$$St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- Pour les armatures de répartition :  $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$$St = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Longueur de scellement (BAEL 99 ; A.6.1.22)**

Elle correspondant à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ On prend } L_S = 50 \text{ cm}$$

Mais cette longueur dépasse la largeur de la poutre 30cm à laquelle le balcon sera encastré, donc les armatures doivent avoir des crochets

Soit la longueur de crochet égale à :

$$0.4 \times L_S = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

Soit :  $L_S = 20 \text{ cm}$

### III.3.6 Vérification à L'ELS

#### ➤ Vérification des contraintes à l'ELS

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 12} = 0.5125 \rightarrow \beta_1 = 0.892$$

$$K_1 = 31.30$$

#### ➤ Vérification des contraintes dans les aciers

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

$\eta = 1.6$  ; pour les aciers de haute adhérence (HA) de diamètre supérieur à 6 mm

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa et } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{11.09 \times 10^6}{0.892 \times 120 \times 615} = 168.46 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 168.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$  **la condition est vérifiée.**

#### ➤ Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{168.46}{31.30} = 5.38 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 5.38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  la condition est vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{15}{135} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{11.09}{10 \times 11.09} = 0.1 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

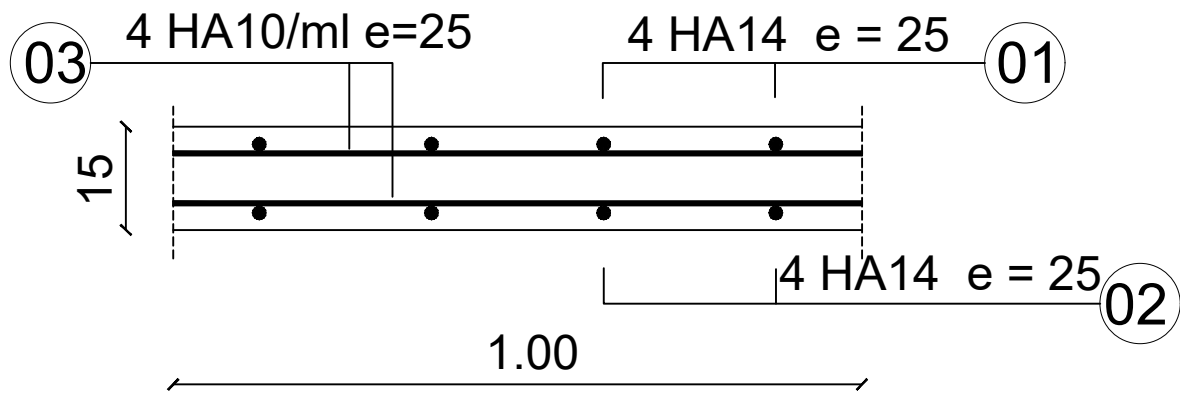
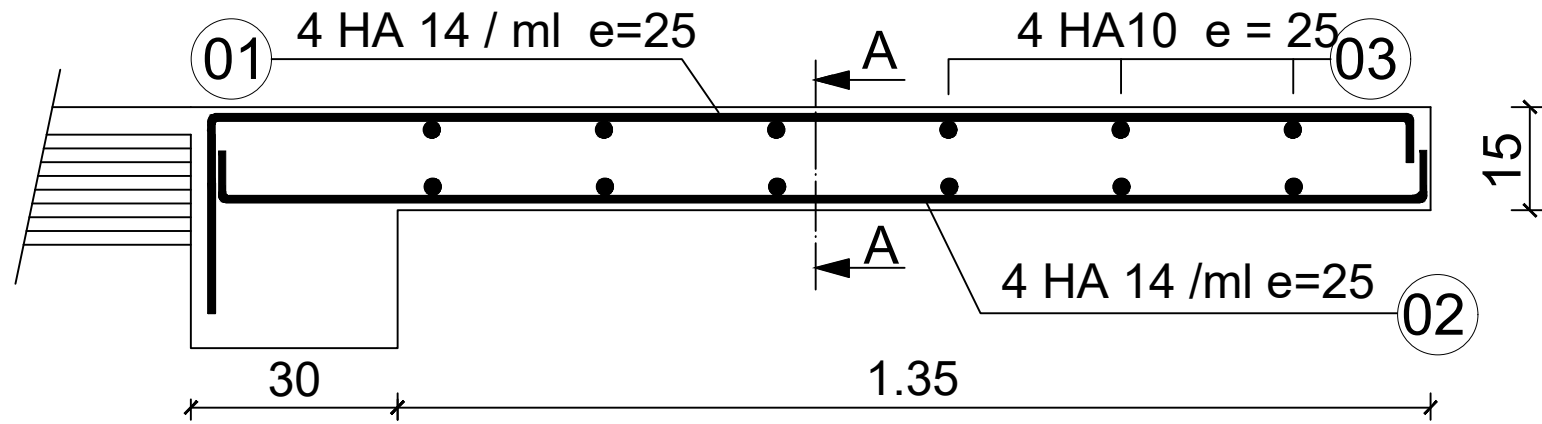
$$3) \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6.15}{100 \times 12} = 0.0051 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion**

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- Armatures principales : 4 HA 14 (St= 25 cm).
- Armatures de répartition : 4 HA 10 (St= 25 cm).



**Coupe A-A**

NOMENCLATURE DES ACIERS			
REF.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T14		2.1
02	T14		1.95
03	T10		3.80

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Rabhi Kenza Sayah Amal	Plan de Ferrailage du balcon		plan:
Dirigé par: Mme Haddad-Malek.C			Ech: 1/20
		2021/2022	

### III.4 Calcul de l'escalier

#### III.4.1 Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins reposant sur une paillasse et des paliers permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont réalisés et coulés sur place et sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

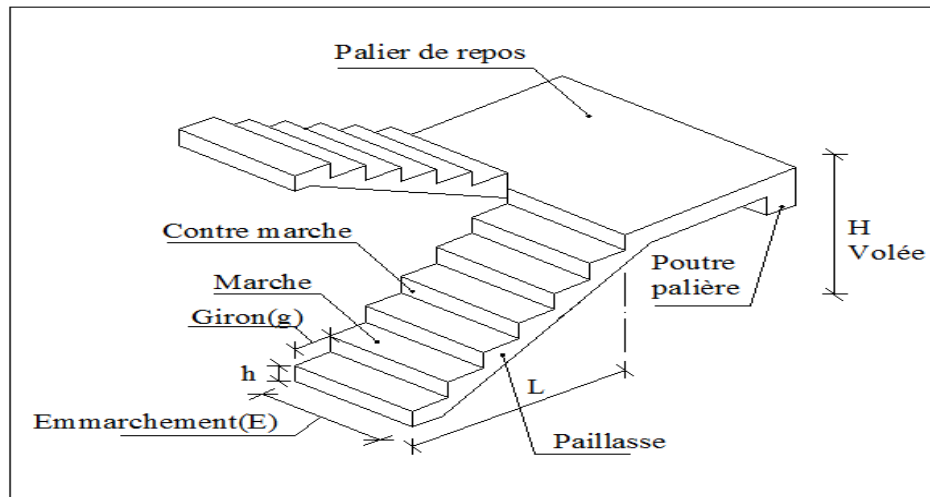


Figure III.4.1 Schéma statique de l'escalier.

#### III.4.2 Escalier du Sous-Sol vers le RDC

##### III.4.2.1 Dimensions des escaliers

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h),
- L'épaisseur de la paillasse (ep).
- giron (g)

Notre escalier des comporte deux volées et un palier.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

- **Nombre de contre marches :**

On opte pour une hauteur de marche  $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{204}{17} = 12$$

- **Nombre de marches**

$$m = n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches}$$

- **Emmarchement** :  $E = 125 \text{ cm}$

- **Le giron** :

$$g = \frac{L}{m} = \frac{330}{11} = 30 \text{ cm}$$

• **Vérification de la loi de BLONDEL :**

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

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**Alors :**

$$h = 17 \text{ cm}$$

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

Nombre de marches : 11

- **Épaisseur de la paille :**

L'épaisseur de la paille est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \dots \dots \dots \text{BAEL91.}$$

**Avec :**

L : Longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$L_1$  : Longueur projeté de la paille.

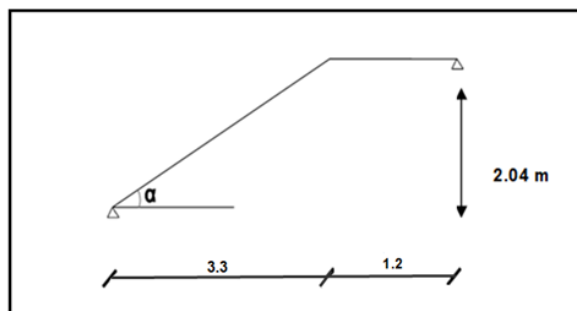
$L_2$  : Longueur du palier d'arrivée.

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{204}{330} = 0.618 \rightarrow \alpha = 31.72^\circ$$

Donc :

$$L = \frac{330}{\cos 31.72} + 120 = 507.95 \text{ cm}$$

$$\frac{507.95}{30} \leq ep \leq \frac{507.95}{20} \rightarrow 16.93 \text{ cm} \leq ep \leq 25.39 \text{ cm}$$



**Conclusion**

On opte pour une paille d'épaisseur  $ep = 17 \text{ cm}$ .

**III.4.2.2 Détermination des Charges et surcharges**

-Le calcul se fera pour 1m d'embranchement, E = 1m.

- La charge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :

$$Q = 2.5 \times 1m = 2.5 \text{ kN/ml}$$

a) Palier

Eléments	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.017	0.34
Mortier de pose	20	0.017	0.34
lit de sable	18	0.017	0.306
Palier	25	0.17	4.25
Enduit de ciment	18	0.017	0.306
charge permanente totale			Gt = 5.542
surcharge			Q= 2,5

**Tableau III.4.1** : Calcul de la charge permanente du palier.

b) paillasse

Eléments	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.017	0.34
Mortier de pose	20	0.017	0.34
lit de sable	18	0.017	0.34
Marches	25	0.17×0.3/2	0.63
Paillasse	25	0.17/cos29.5	4.88
Enduit de ciment	18	0.017	0.306
Garde-corps	1	0.17	0,17
charge permanente totale			Gt = 6.97
surcharge			Q= 2,5

**Tableau III.4.2** : Calcul de la charge permanente de la paillasse.

## III.4.2.3 Combinaison de charges

	ELU : $Q_u = (1,35G+1,5Q) \times 1m$ [kN/ml]	ELS : $Q_s = (G+Q) \times 1m$ [kN/ml]
<b>Palier</b>	$Q_{u \text{ palier}} = (1.35 \times 5.54 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 11.22$	$Q_{s \text{ palier}} = (5.54 + 2.5) \times 1m = 8.04$
<b>Paillasse</b>	$Q_{u \text{ paillasse}} = (1.35 \times 6.97 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 13.16$	$Q_{s \text{ paillasse}} = (6.97 + 2.5) \times 1m = 9.47$

Tableau III.4.3 : Combinaison de charges à L'ELU et L'ELS.

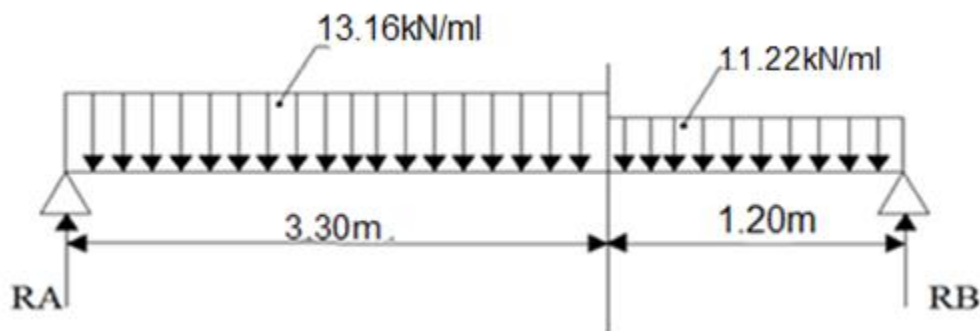
**Remarque :**

Les charges de la paillasse et de la volée sont les même pour les deux cas d'escaliers, puisque leurs épaisseurs ainsi la dimension de leurs marches sont identiques.

## III.4.2.4 Étude des paillasses et des paliers

## ➤ À L'ELU

## a) Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELU

Figure III.4.2 Schéma statique de calcul de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELU

## • Détermination des réactions d'appuis

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B - 13.16(3.3) - 11.22(1.2) = 0.$$

$$R_A + R_B = 56.89 \text{ KN.}$$

$$\sum M_A = (-R_B \times 4.5) + (13.16 \times 3.3 \times 1.65) + [(11.22 \times 1.2 \times 3.9)]$$

$$R_B = 27.59 \text{ kN.}$$

$$\text{On à: } R_A = 56.89 - R_B$$

$$R_A = 29.30 \text{ kN.}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 3.3$  m

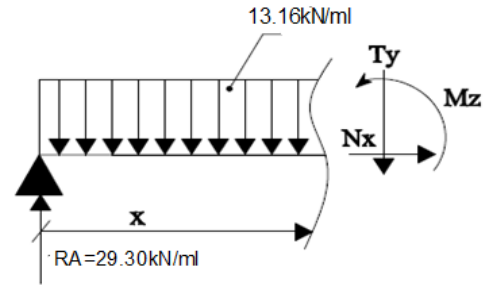
Efforts tranchants

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_v x + R_A.$$

$$T_y = -13.16x + 29.30.$$

$$x = 0 \rightarrow T_y(0) = 29.30 \text{ kN}$$

$$x = 3.3 \rightarrow T_y(3.3) = -14.12 \text{ kN}$$



Moments fléchissant

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_v \frac{x^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -13.16 \frac{x^2}{2} + 29.30x.$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ kN} \\ x = 3.3 \Rightarrow M_z(3.3) = 25.03 \text{ kN} \end{cases}$$

- 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x' \leq 1.2$

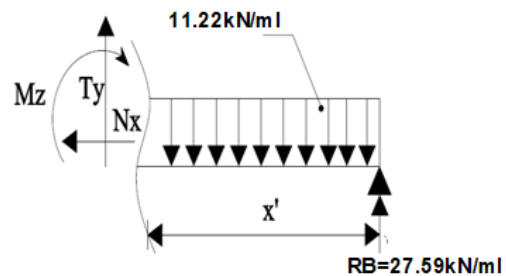
Efforts tranchants

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = Q_p x' - R_B.$$

$$T_y = 11.22x' - 27.59.$$

$$x' = 0 \quad T_y 0 = -27.59 \text{ kN}$$

$$x' = 1.2 \quad T_y 1.2 = -14.13 \text{ kN}$$



Moments fléchissant

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_p \frac{(x')^2}{2} + R_B x'.$$

$$M_z = -11.22 \frac{(x')^2}{2} + 27.59 x'.$$

$$\begin{cases} x' = 0 \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ kN} \\ x' = 1.2 \Rightarrow M_z(1.2) = 25.03 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment maximum

Dans le tronçon  $0 \leq x \leq 3.3$

$$M^{\max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T_y = -13.16x + 29.3 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.22 \text{ m}$$

$$M_z(2.2) = 41.91 \text{ kN.m.} \Rightarrow M_z^{\max} = 32.61 \text{ kN.m.}$$

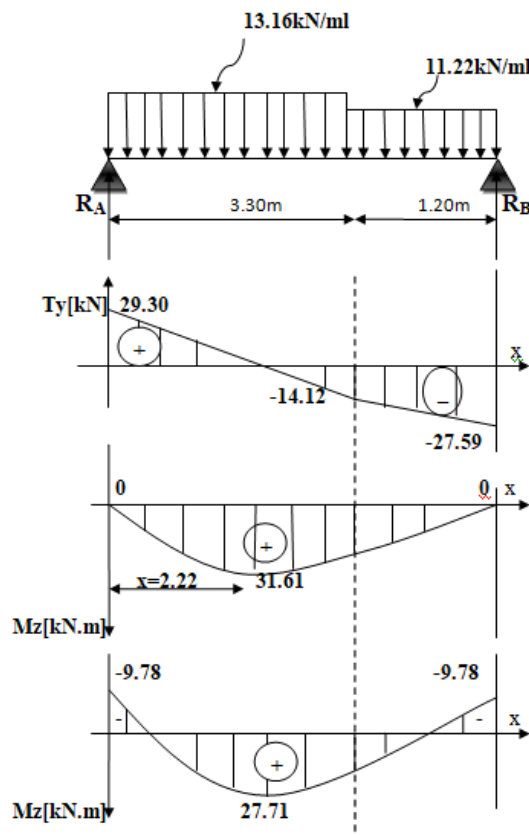
**Remarque**

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, nous portons une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

$$M_{\max} \text{ Aux appuis : } M_{\max}^A = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 32.61 = -9.78 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} \text{ En travée : } M_{\max}^t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 32.61 = 27.71 \text{ kN.m}$$

**Diagramme des Efforts internes**



**Figure III.4.3** Diagrammes des efforts internes à l'ELU de l'escalier.

**b) Calcul du ferrailage à l'ELU**

- **Aux appuis**

$$M_a = 9.78 \text{ KN.m.}$$

-Armature principales :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.78 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.021 < \mu_1 = 0.392.$$

→ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_a = 0.021 \longrightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.78 \times 10^5}{0.989 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On opte pour : **5HA12/ml = 5.65 cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement de **St = 25cm.**

-Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_{sa}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4125 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10/ml = 3.93 cm<sup>2</sup>** avec : **St = 25cm.**

- **En travée :**

$$M_t = 27.71 \text{ KN.m}$$

-Armature principales :

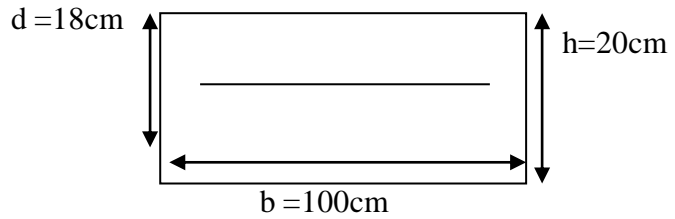
$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{27.71 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.06 < \mu_1 < 0.392.$$

→ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_t = 0.06 \longrightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{27.71 \times 10^5}{0.969 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 4.56 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12/ml = 5.65 cm<sup>2</sup>.**



Avec un espacement de  $S_t = 25\text{cm}$ .

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4125\text{cm}^2.$$

Soit :  $5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65\text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25\text{cm}$ .

### III.4.2.5 Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité : [art A.4.2.1/BAEL 91].**

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 18 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 2.17\text{ cm}^2$$

**-Aux appuis**

$$\Leftrightarrow A_{sa} = 5.65\text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**-En travée :**

$$A_{st} = 5.65\text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17\text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Espacement des armatures : [art A.4.8.2,42/BAEL 91].**

L'espacement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :  $S_t < \min\{3h; 33\text{cm}\}$ .

Appui :  $S_t = 25\text{ cm} < 33\text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Travée :  $S_t = 25\text{ cm} < 33\text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Armatures de répartition :  $S_t < \min\{4h; 45\text{cm}\}$ .

Appui :  $S_t = 25\text{ cm} < 45\text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Travée :  $S_t = 25\text{cm} < 45\text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1/BAEL 91].**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

$$V_{\max} = 31.495 \text{ KN}$$

Pour une fissuration non préjudiciable : [art A.5.1.2,11/BAEL 91].

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{29.3 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

- **Entraînement des barres : [art A.6.3.1/BAEL 91].**

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\text{Calcul de } \tau_{se} : \tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles  $n\pi\phi$  .

$$\sum U_i = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm .}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.3 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.02 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

- **Ancrage des barres : [art A.6.1.2,21/BAEL 91].**

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm.}$$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admet que l'ancrage d'une barre se

termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est « $L_c$ » est au moins égale à  $0.4L_s$  pour les aciers H.A :

$$L_c = 0.4 \times 42.32 = 16.9 \text{ cm} \quad \text{On prend : } L_c = 20 \text{ cm.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur armatures : [art A.5.1.1,312/BAEL 91].**

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$ .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u}{\sigma_{st}} = \frac{29.30 \times 10^3}{348} = 0.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2.$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$  Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton : [art A.5.1.1,313/BAEL 91].**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

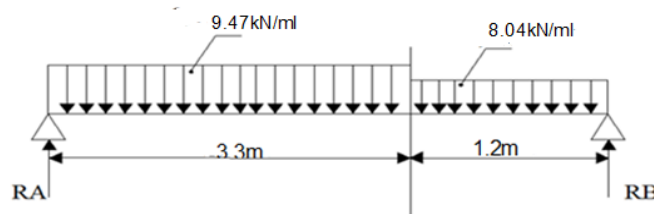
$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 29.30 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.361 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.361 \text{ MPa} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### ➤ À L'ELS

#### a) Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS



**Figure III.4.4** Schéma statique de calcul de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELS.

- Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B - 9.47(3.3) - 8.04(1.2) = 0.$$

$$R_A + R_B = 40.9 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = (-R_B \times 4.5) + (9.47 \times 3.3 \times 1.65) + (8.04 \times 1.2 \times 3.9)$$

$$R_B = 19.82 \text{ KN.}$$

On à:  $R_A = 51.97 - R_B$

$$R_A = 21.07 \text{ kN}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

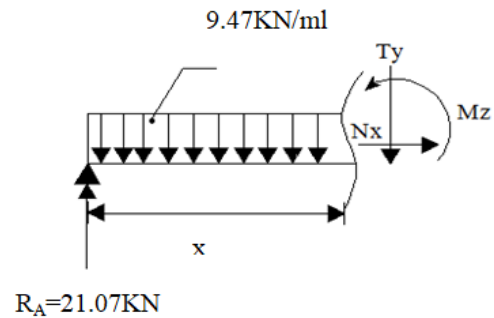
1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 3.3 \text{ m}$

Efforts tranchants

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_v x + R_A.$$

$$T_y = -9.47x + 21.07$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_y(0) = 21.07 \text{ KN} \\ x = 3.3 & T_y(3.3) = -10.18 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_v \frac{x^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -9.47 \frac{x^2}{2} + 21.07x.$$

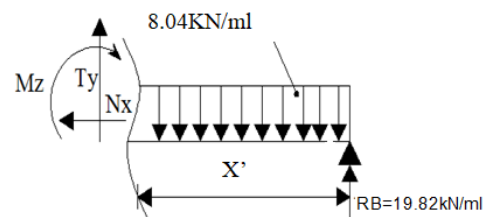
$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x = 3.3 & \Rightarrow M_z(3.3) = 17.96 \text{ KN} \end{cases}$$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x' \leq 1.2 \text{ m}$

Efforts tranchants

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = Q_p x' - R_B.$$

$$T_y = 8.04x' - 19.82.$$



$$\begin{cases} x' = 0 & T_y(0) = -19.82 \text{ KN} \\ x' = 1.4 & T_y(1.2) = -10.17 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_p \frac{(x')^2}{2} + R_B x'$$

$$M_z = -8.04 \frac{(x')^2}{2} + 19.82 x'$$

$$\begin{cases} x' = 0 \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ kN} \\ x' = 1.2 \Rightarrow M_z(1.2) = 18 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment maximum

Dans le tronçon  $0 \leq x \leq 3.3$

$$M^{\max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T_y = -9.47x + 21.07 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.22 \text{ m}$$

$$M_z(2.2) = 23.43 \text{ kN.m.} \Rightarrow M_z^{\max} = 23.43 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_s^a = -0.3M_z^{\max} = -7.03 \text{ kN.m.}$
- En travées :  $M_s^t = 0.85M_z^{\max} = 19.91 \text{ kN.m.}$

## Diagramme des Efforts internes

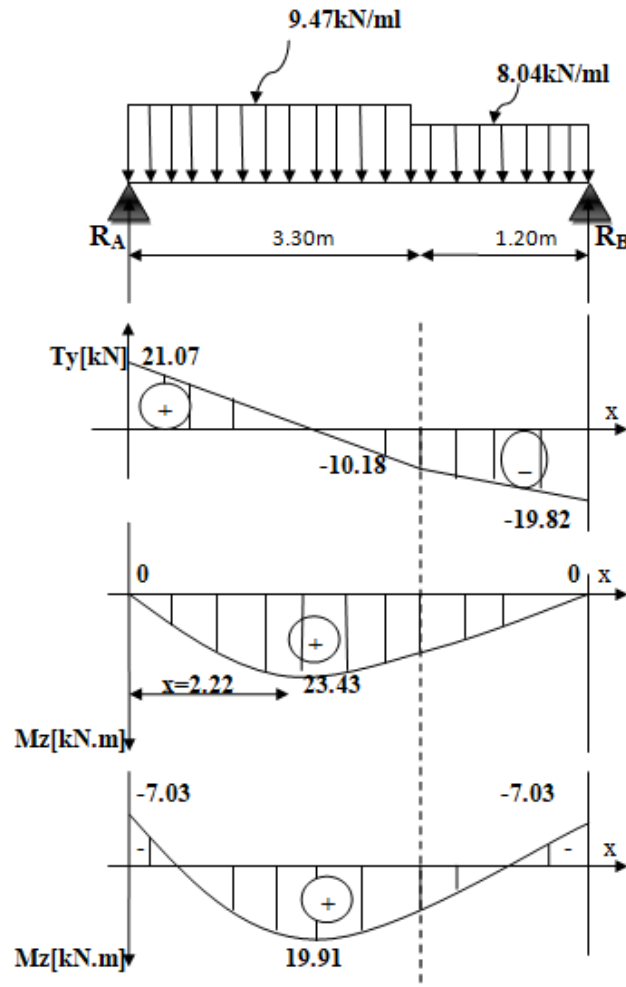


Figure III.4.5 Diagrammes des efforts internes à l'ELS de l'escalier.

### III.4.2.6 Vérification à l'ELS

#### a) Etat limite d'ouverture des fissurations: (Art A.5.3.2/ BAEL 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

#### b) Etat limite de résistance de béton à la compression: (Art A.4.5.2/BAEL 99)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, nous devons vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- **En travée**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 41.82 \\ \beta_1 = 0.912 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{19.91 \times 10^3}{5.65 \times 0.912 \times 18} = 214.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 214.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{214.66}{41.82} = 5.13 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- ❖ **Dans les aciers**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k_1 = 41.82 \\ \beta_1 = 0.912 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{7.03 \times 10^3}{0.912 \times 18 \times 5.65} = 75.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 75.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- ❖ **Dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{75.79}{42.82} = 1.77 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**c) État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$3) \frac{M_t}{10M_0} \geq \frac{h}{L}$$

**Vérification**

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0.004 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{19.91}{10 \times 23.43} = 0.085 \geq \frac{h}{L} = 0.074 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion**

L'escalier sera ferrailé comme suit :

❖ **En travée**

Armatures principale : 5HA12 espacement = 25 cm

Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 25 cm

❖ **Aux appuis**

Armatures principale : 5HA12 espacement = 25 cm

Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 25 cm

### III.5. la poutre palière

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension ( $b \times h$ ). Elle se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage. Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est encastree à ses extrémités dans les deux poteaux, sa portée est de 4.20m, Le calcul se fera en flexion simple.

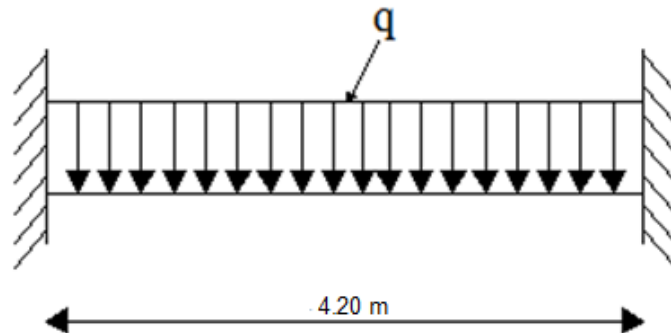


Figure III.5.1 : Schéma statique de la poutre palière.

#### III.5.1. Pré dimensionnement de la poutre palière

La hauteur et la largeur des poutres palières est données par :

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

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

Avec :

L : la longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$28 \leq ht \leq 42$$

On prend :  $ht = 35$  cm

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend :  $b = 25$  cm

**Vérification des conditions selon le RPA**

$$h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

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

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4$$

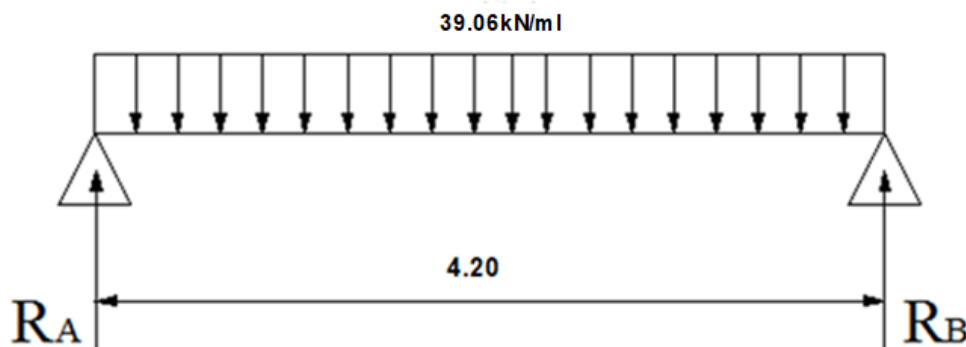
**III.5.2 Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière**

- Poids propre de la poutre  $G = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 1.875 \text{ kN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU :  $R_{uB} = 27.59 \text{ kN}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS :  $R_{sB} = 19.82 \text{ kN}$
- Poids du mur  $G_m = 2.40 \times 2.76 = 6.624$

**III.5.3 .Combinaison de charges**

$$\text{A l'ELU : } Q_U = 1.35G + R_u = 1.35 (1.875 + 6.624) + 27.59 = 39.06 \text{ kN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } Q_S = G + R_s = (1.875 + 6.624) + 19.82 = 28.319 \text{ kN/ml}$$

**III.5.4. Calcul des efforts internes à l'ELU**

**Figure III.5.2 :** Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

**Réaction d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{39.06 \times 4.20}{2} = 82.026 \text{ kN}$$

Moments isostatiques :

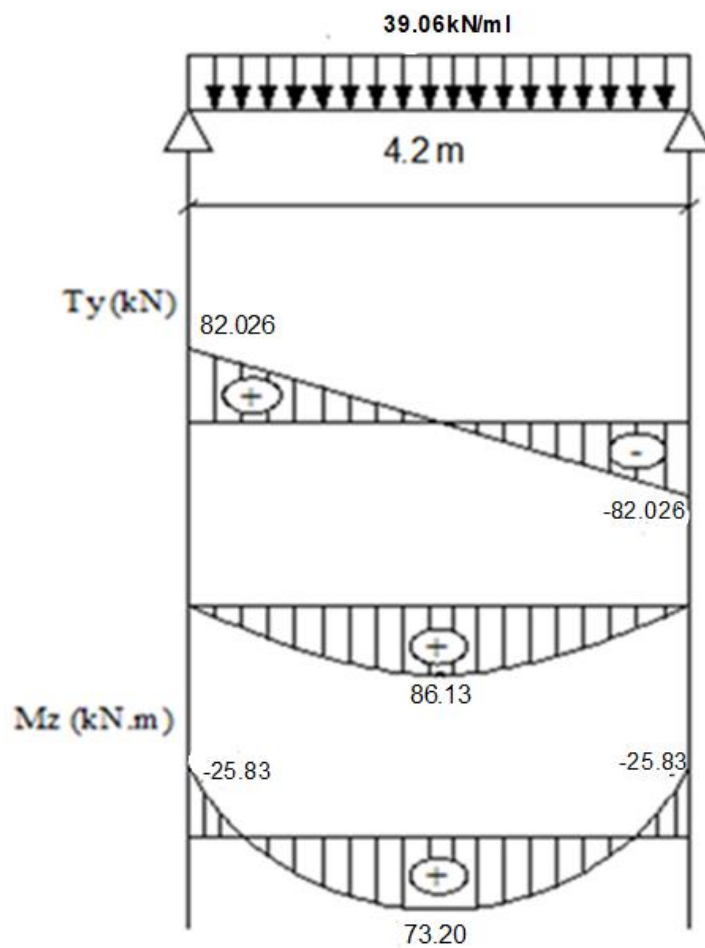
$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{39.06 \times 4.2^2}{8} = 86.13 \text{ kN.m}$$

Moments corrigé :

**En travée :**  $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 86.13 = 73.20 \text{ kN.m}$

**Aux appuis :**  $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 86.13 = -25.83 \text{ kN.m}$

**Efforts tranchant max :**  $V_u^{\max} = 82.026 \text{ kN}$



**Figure III.5.3.** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

## III.5.5 Ferrailage à l'ELU

## A) Calcul des armatures principales

## ➤ En travée

$$M_t = 73.20 \text{ kN.m.} \quad d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{73.20 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.202$$

$$\mu_b = 0.202 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.886$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{73.20 \times 10^3}{0.886 \times 32 \times 348} = 7.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12+3HA14= 7.81cm<sup>2</sup>**

## ➤ Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25.83 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.072$$

$$\mu_b = 0.099 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.963$$

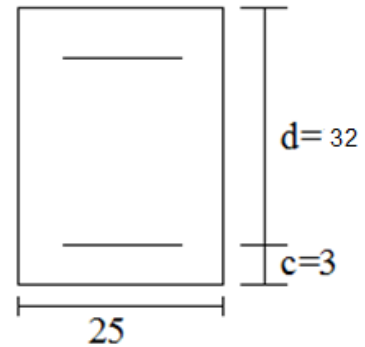
$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25.83 \times 10^3}{0.963 \times 32 \times 348} = 2.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12= 3.39cm<sup>2</sup>**.

**NB :** Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section, d'où :

$$7.81 + 3.39 = 11.2 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0.5bh}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 35}{100} = 4.375 \text{ cm}^2$$



$A_t = 11.2 \text{ cm}^2 \geq 4.375 \text{ cm}^2$  la condition est vérifiée

### III.5.5.1 Vérification à l'ELU

#### ➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis

$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.966 \text{ cm}^2 \rightarrow$  la condition est vérifiée.

- En travée

$A_t = 7.81 \text{ cm}^2 > 0.996 \text{ cm}^2 \rightarrow$  la condition est vérifiée

#### ➤ Vérification de l'adhérence

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec: } \sum u_i = n \times \emptyset \times \pi$$

$$\tau_{se} = \frac{63.25 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 3 \times 3.14 \times 10} = 2.76 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 2.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$  la condition est vérifiée.

$\Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres.

#### ➤ Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 82.026 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{82.026 \times 10^3}{250 \times 320} = 1.025 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.025 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$  La condition est vérifiée.

➤ **Calcul des armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min\{14 ; 10 ; 25\} = 10 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre :  $\phi 8$

Donc on adopte 4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>.  $\Rightarrow$  (1 cadre + 1 étrier)  $\phi 8$

➤ **Espacement des barres : RPA2003 (A7.5.2.2)**

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30 \right\} = \min\{8.75 ; 14.4 ; 30\} = 8.75 \text{ cm} \rightarrow \text{soit: } S_t = 8 \text{ cm}$$

**En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit: } S_t = 17 \text{ cm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

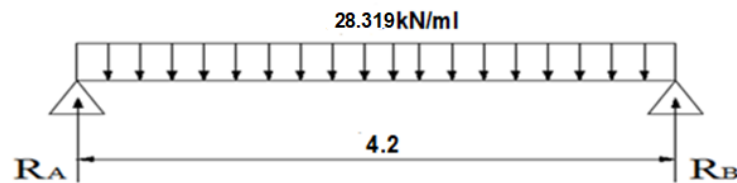
$$A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \phi 8$$

➤ **Quantité des armatures transversales minimales**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$$2.01 > 1.125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

– **A l'E.L.S**



**Figure III.5.4 :** Schéma statique de la poutre palière à l'E.L.S.

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{28.319 \times 4.2}{2} = 59.46 \text{ kN.m}$$

-Moments isostatique

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{28.319 \times 4.2^2}{8} = 62.44 \text{ kN.m}$$

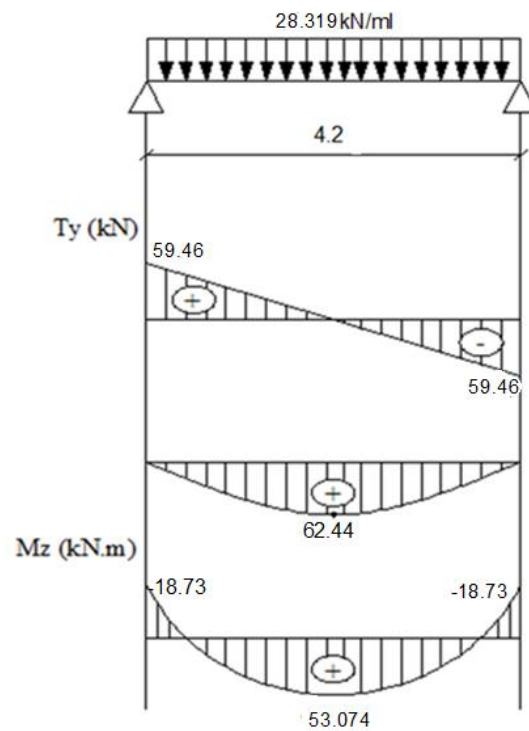
-Moments corrigé

**En travée**

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 62.44 = 53.074 \text{ kN.m}$$

**Aux appuis**

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 62.44 = 18.73 \text{ kN.m}$$



**Figure III.5.5.** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

### III.5.6 Vérification à l'ELS

➤ **État limite d'ouverture de fissures**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **État limite de compression du béton :(Art A.4.5.2 du BAEL91)**

Si l'inégalité suivante est vérifiée, aucune vérification n'est exigée pour  $\sigma_{bc}$  :

- **En travée**

**1. Contrainte dans les aciers**

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 7.81}{25 \times 32} = 0.975$$

$$K_I=21.23 \quad \rightarrow \beta=0.862$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{53.074 \times 10^3}{0.862 \times 27 \times 7.81} = 291.98 \text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 252.34 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**1. Contrainte dans le béton**

$$K = \frac{1}{21.23} = 0.047$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.047 \times 291.98 = 13.75 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 13.75 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

- **Aux appuis**

**1. Contrainte dans l'acier**

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.423$$

$$K_1=35 \rightarrow \beta=0.900$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{ap}} = \frac{18.73 \times 10^3}{0.900 \times 32 \times 3.39} = 191.84 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}=191.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

### Contrainte dans le béton

$$K = \frac{1}{35} = 0.028$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.028 \times 191.84 = 5.37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

### ➤ Vérification de la flèche

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

### Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{420} = 0.085 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.085 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{53.074}{10 \times 62.44} = 0.083 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{781}{250 \times 320} = 0.0097 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

### Conclusion

. Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.5.7.Ferraillage de la poutre palière

#### Armatures longitudinales

- 3HA12+3HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

#### Armatures transversales

1cadre et 1 étrier en **HA8**

### III.6 La salle machine

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en générale elle se trouve au-dessus de la gaine.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions  $(1.30 \times 1.35) \text{ m}^2$  appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle ( $U \times V$ ) engendré par le système de levage.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 90 kN, cette cage d'ascenseur a une vitesse d'entraînement égale à  $V = (1 \text{ m/s})$ .

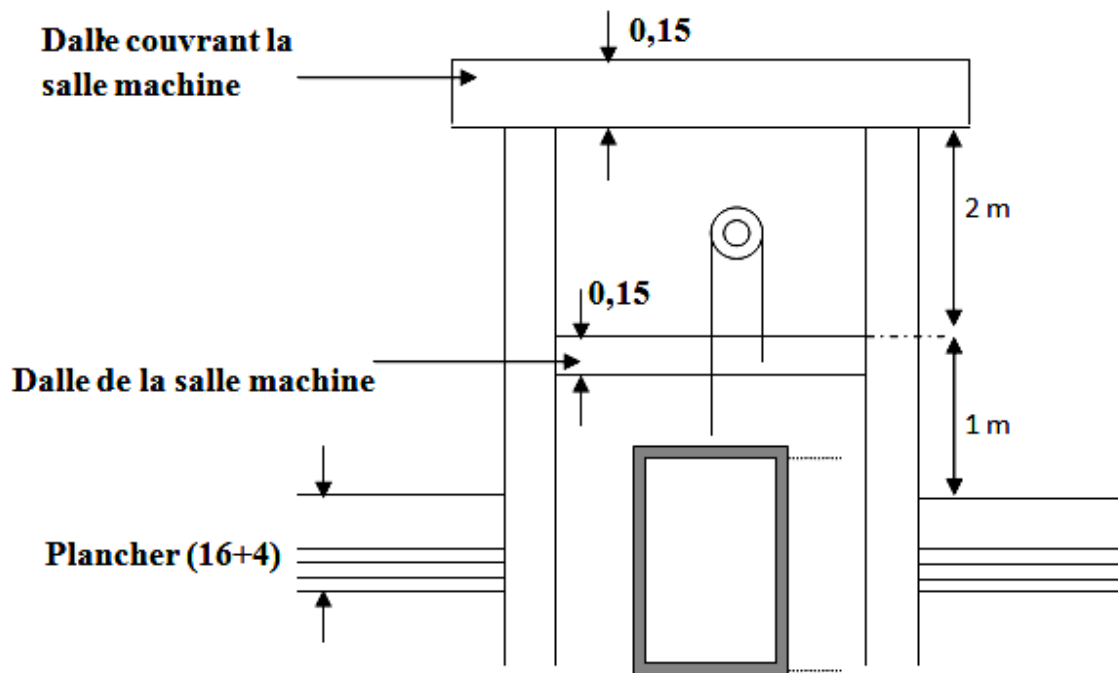


Figure III.6.1 schéma statique de l'ascenseur

### III.6.1 Dimensionnement

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

$$l_x = 1.30 \quad l_y = 1.75 \text{ m}$$

Avec une surface :  $S = 2.275 \text{ m}^2$

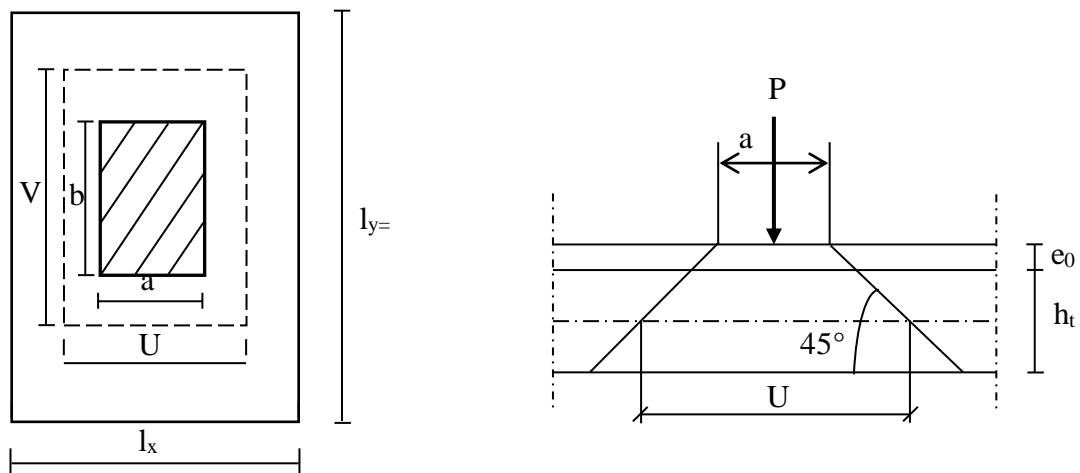


Figure III.6.2. Répartition de la charge localisée sur la dalle

On a  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.30}{1.75} = 0.74 > 0,4 \Leftrightarrow$  Le panneau de dalle travail dans les deux sens.

On a :  $h_t \geq \frac{l_x}{30} = 130/30 = 4.33 \text{ cm}$  (Pratique du BAEL 91, p. 384) [4]

**NB** : le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12 \text{ cm}$ , ainsi, nous adoptons une hauteur :  **$h_t = 15 \text{ cm}$** .

### III.6.2. Détermination des sollicitations

- **Hypothèse**

La dalle est soumise aux charges suivantes :

**1-** Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle ; dans ce cas les

Moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, sont pour expressions :

-Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$  (Pratique du BAEL 91, p. 385) [4]

-Dans sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \times M_x$

Avec :  $\mu_x = \frac{M_x}{q l_x^2}$  et  $\mu_y = M_y / M_x$

2-Charges concentriques sur un rectangle concentrique de la dalle.

$$M_x = p(M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = p(\nu.M_1 + M_2)$$

**Avec**

( $M_1$  et  $M_2$ ) : coefficients données par les abaques de PIGEAUD

P : intensité de la charge concentrée.

$\nu$  : Coefficient de poisson ; dont les valeurs sont :

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU} \quad \nu = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

### III.6.2.1. Moments engendrés par le système de levage

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisé.

- **Rectangle d'impact**

On a: 
$$\begin{cases} U = a + 2\xi e_0 + ht \\ V = b + 2\xi e_0 + ht \end{cases} \text{(Pratique du BAEL 91, p. 385) [4]}$$

**Où :**

$\xi = 1$  pour un revêtement en béton.

$\xi = 0.75$  pour un revêtement moins résistant.

Dans notre cas : 
$$\begin{cases} U = a + 2e_0 + ht \\ V = b + 2e_0 + ht \end{cases}$$

Avec:  $\xi = 1$  car le revêtement est en béton.

$e_0 = 5\text{cm}$  étant l'épaisseur du revêtement.

$h_t = 15\text{cm}$  épaisseur de la dalle.

$a = b = 80\text{ cm}$  : Cotés du rectangle sur lequel agit la charge **P**.

$$\rightarrow \begin{cases} U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Calcul des moments fléchissant  $M_x$  et  $M_y$**

$$M_x = P. (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P. (M_2 + \nu M_1)$$

$M_1$  et  $M_2$  coefficients donnés en fonction de  $(\rho_x; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.8 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{130} = \mathbf{0.807} \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{175} = \mathbf{0.6} \end{array} \right.$$

Après interpolation :  $M_1 = 0.074$ ;  $M_2 = 0.051$

Donc :

- À l'ELU ( $v = 0$ )

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35G = 121.5 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xU} = 1.35.P(M_1) = 1.35 \times 90 \times 0.074 = \mathbf{8.99 \text{ kN.m.}} \\ M_{yU} = 1.35.P(M_2) = 1.35 \times 90 \times 0.051 = \mathbf{6.20 \text{ kN.m.}} \end{array} \right.$$

- À l'ELS ( $v = 0.2$ )

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xS} = P.(M_1 + 0.2M_2) = 90 \times (0.074 + 0.2 \times 0.051) = \mathbf{7.578 \text{ kN.m.}} \\ M_{yS} = P.(M_2 + 0.2M_1) = 90 \times (0.051 + 0.2 \times 0.074) = \mathbf{5.922 \text{ KN.m.}} \end{array} \right.$$

### III.6.2.2. Moments dues au poids propre de la dalle pleine

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

. Sens  $l_x$  (Petite portée) :  $M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$

. Sens  $l_y$  (Grande portée) :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

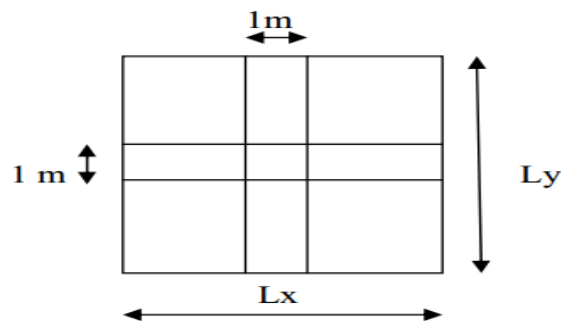


Figure III.6.3 panneau de dalle

Où :

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients données par le tableau de (l'annexe E.3 du BAEL 91) [1] en fonction du rapport  $\alpha = \rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ , donc :

Pour  $\frac{l_x}{l_y} = 0.74 \rightarrow \mu_x = 0.0634$  et  $\mu_y = 0.494$

Poids propre de la dalle pleine :  $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 = 4.85 \text{ kN/ml}$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$ .

$Q_u = [1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1] \times 1 = 8.048 \text{ kN/ml}$

$Q_s = [4.85 + 1] \times 1 = 4.85 \text{ kN/ml}$

• À l'ELU

$$\begin{cases} \cdot M_{xU}' = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0634 \times (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) \times 1.30^2 = 0.862 \text{ kN.m.} \\ \cdot M_{yU}' = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.494 \times 0.862 = 0.426 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

• À l'ELS (Pour  $\frac{l_x}{l_y} = 0.74 \rightarrow \mu_x = 0.096$  et  $\mu_y = 0.632$ )

$$\begin{cases} \cdot M_{xS}' = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.096 \times (4.85 + 1) \times 1.30^2 = 0.787 \text{ m.} \\ \cdot M_{yS}' = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.632 \times 0.787 = 0.497 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

• Superposition des moments

• À l'ELU

$$\begin{cases} \cdot M_x = M_{xU} + M_{xU}' = 8.99 + 0.862 = 9.85 \text{ kN.m.} \\ \cdot M_y = M_{yU} + M_{yU}' = 6.20 + 0.426 = 6.626 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

• À l'ELS

$$\begin{cases} \cdot M_x = M_{xS} + M_{xS}' = 7.578 + 0.787 = 8.365 \text{ kN.m.} \\ \cdot M_y = M_{yS} + M_{yS}' = 5.922 + 0.497 = 6.419 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

### III.6.2.3. Correction des moments

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés de **15%(0.85)** en travée et **70%(0.3)** aux appuis.

-À l'ELU

- En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0.85 \times 9.85 = \mathbf{8.37 \text{ kN.m.}} \\ M_y^t = 0.85 \times 6.626 = \mathbf{5.63 \text{ kN.m.}} \end{array} \right.$$

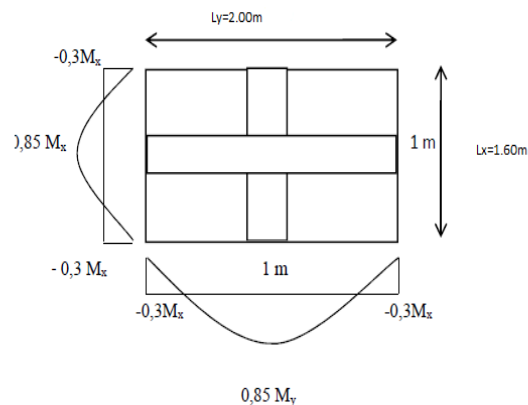


Figure III.6.4. diagramme des moments de panneau de dalle en travée et aux appuis

- Aux appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = 0.3 \times 9.85 = \mathbf{-2.955 \text{ kN.m.}} \\ M_y^a = 0.3 \times 6.628 = \mathbf{-1.988 \text{ kN.m.}} \end{array} \right.$$

- À l'ELS

- En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0.85 \times 8.365 = \mathbf{7.110 \text{ kN.m.}} \\ M_y^t = 0.85 \times 6.419 = \mathbf{5.456 \text{ kN.m.}} \end{array} \right.$$

- Aux appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = -0.3 \times 8.365 = \mathbf{-2.509 \text{ kN.m.}} \\ M_y^a = -0.3 \times 6.419 = \mathbf{-1.926 \text{ kN.m.}} \end{array} \right.$$

### III.6.2.4 Calcul des armatures

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m) avec :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14,2}$$

À partir des abaques la valeur de  $\beta$  est déterminée en fonction de  $\mu$ .

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^6}{\beta \times 100 \times 348}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	$M_u$ [kN.m]	M	$\beta$	A [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]	$S_t$ [cm]	
En travée	x-x	8.37	0.059	0.969	2.48	<b>4HA 10</b>	<b>3.14</b>	25
	y-y	5.63	0.039	0.980	1.57	<b>4HA 10</b>	<b>3.14</b>	25
Aux appuis	x-x	- 2.955	0.020	0.990	0.86	<b>4HA8</b>	<b>2.01</b>	25
	y-y	- 1.988	0.014	0.993	0.57	<b>4HA8</b>	<b>2.01</b>	25

**Tableau III.6.1** : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine

### III.6.3. Vérifications à l'ELU

#### a. Condition de non-fragilité (BAEL 91 / Art. B.7.4)

- Armatures inférieures (suivant X-X)

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec :  $\omega_0 = 0.0008$  pour fe 400

$\omega_x$ : Taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$A_{\min}$  : section minimale d'armatures.

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.74}{2} \times 100 \times 15 = 1.356 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx}=3.14\text{cm}^2 > A_{\min}^x=1.356\text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures supérieures (suivant Y - Y)**

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 = 0.0008 \Rightarrow A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{ cm}^2$$

$\omega_y$  : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2\text{ cm}^2$$

$$A_{ty}=3.14\text{ cm}^2 > A_{\min}=1.2\text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion** : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

**b. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1)**

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{ mm.}$$

$\varphi_{\text{adopté}} = 8\text{ mm} < 15\text{ mm.} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

**c. Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42)**

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

**Direction la plus sollicitée (x-x) :**  $S_t = 20\text{ cm} < \min(2h ; 25\text{ cm}) = 25\text{ cm.}$

**Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) :**  $S_t = 20\text{ cm} < \min(3h ; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$

$\rightarrow$  **Conditions vérifiées**

**d. Poinçonnement (BAEL 91 / Art. A.5.2, 42)**

$$Q_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_t \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

**Avec :**

.  $Q_u$  : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime,

.  $h_t$  : L'épaisseur totale de la dalle,

.  $\mu_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2[U+V] = 2[1.05+1.05] = 4.2\text{ m.}$$

**Donc :**

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN.}$$

$$0,045 \cdot \mu_{\text{cht}} \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25000}{1.5} = 472.5 \text{ kN.}$$

$Q_u = 121.5 \text{ kN} < 472.5 \text{ kN}$ . **La condition est vérifiée, donc, les armatures transversales ne sont pas requises.**

**e. Justification des armatures d'effort tranchant (BAEL 91 / Art. A.5.2,2) [14]**

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} \text{ est au plus égale à } \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}.$$

$$p_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

. Dans le cas où  $U < V$  :

$$\text{. Au milieu de U : } T_u = \frac{P}{2U+V} \quad (\text{Pratique du BAEL 91, p. 357})$$

$$\text{. Au milieu de V : } T_v = \frac{P}{3U}$$

Avec :

$$V_u = \frac{121.5}{2 \cdot 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ kN.}$$

$$V_v = \frac{121.5}{3 \cdot 1.05} = 38.57 \text{ kN.}$$

**D'où :**

$$\tau_u = \frac{38.57 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0.296 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.296 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$ . **La condition est vérifiée, donc, aucune armature d'effort tranchant n'est requise.**

### III.6.4. Vérifications à l'ELS

#### 1. Etat limite de compression du béton

##### ➤ Sens x-x

##### En travée

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.347$  :  $\beta_1 = 0.921$  ;  $K_1 = 48.29$

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{7.110 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314 \cdot 10^2} = 189.11 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{189.11}{48.29} = 3.91 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . → **La condition est vérifiée.**

##### · Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.154$  :  $\beta_1 = 0.935$  ;  $K_1 = 61.92$

**Donc :**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{2.509 \cdot 10^6}{0.935 \cdot 130 \times 201 \cdot 10^2} = 98.29 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{98.29}{61.92} = 1.59 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . → **La condition est vérifiée.**

**Sens y-y**· **En travée**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.241$  :  $\beta_1 = 0.921$  ;  $K_1 = 48.29$

**Donc**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{5,456.10^6}{0.921 \times 130 \times 314.10^2} = 145.12 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{145.12}{48.29} = 3 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . → **La condition est vérifiée.**

· **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.154$  :  $\beta_1 = 0.935$  ;  $K_1 = 61.92$

**Donc**

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{1.926 \times 10^6}{0.935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 75.45 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{75.45}{61.92} = 1.22 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . → **La condition est vérifiée.**

**2. Etat limite de déformation**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/ Art. B.7.5**)

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_x} ; \rho_x = \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

**D'où**

$$\cdot \frac{h}{L_x} = \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{0.85M_{tx}}{20.M_x} = \frac{0.85}{20} = 0.042 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{A_x}{b.d} = \frac{3.15}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

### Conclusion

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

- **Sens x-x**

. En travée : 4HA 10/ml = 3.14 cm<sup>2</sup> (S<sub>t</sub> = 25 cm).

. Aux appuis : 4HA 8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup> (S<sub>t</sub> = 25 cm).

- **Sens y-y**

. En travée : 4HA 10/ml = 3.14 cm<sup>2</sup> (S<sub>t</sub> = 25 cm).

. Aux appuis : 4HA 8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup> (S<sub>t</sub> = 25 cm).

**CHAPITRE IV**  
**MODELISATION DE LA**  
**STRUCTURE**

## IV. Modélisation

### IV.1 Introduction

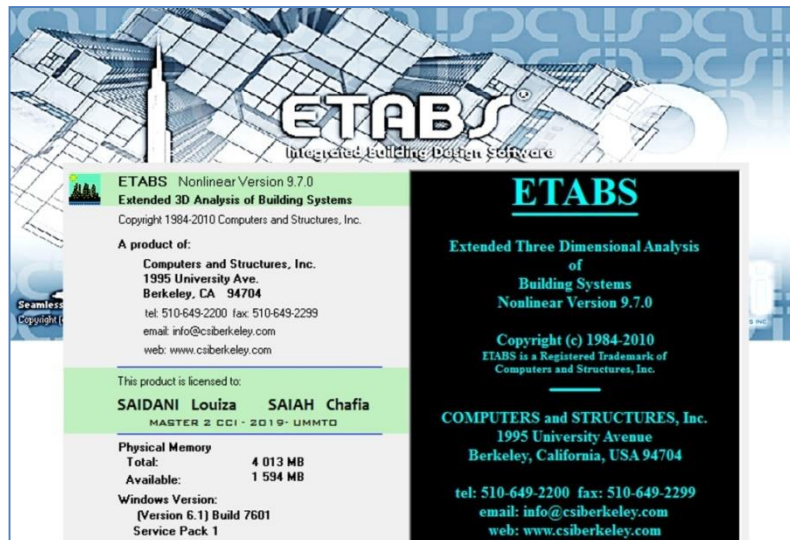
Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

### IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

ETABS permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique. L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V 9.7.0**



**Figure IV.1** Version utilisée du logiciel ETABS

### IV.2.1 Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « computers and structures Inc. Berkeley, California », sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire date de l'année 2009, désignée par ETABS Non linéaire 9.7.0. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

### IV.2.2 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages du Génie Civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.

- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

### IV.2.3 Rappel (terminologie)

Frame section :	Coffrage	Grid line :	Ligne de grille
Colonne :	Poteau	Joints :	Nœuds
Beam :	Poutre	Frame :	Portique (cadre)
File :	Fichier	Shell :	Voile
Copy :	Copier	Elément :	Élément
Move :	Déplacer	Restraintes :	Points d'application de la charge
Save :	Enregistrer	Loads:	Charges
Save as :	Enregistrer sous	Uniformed loads:	Charges uniformes
Add :	Ajouter	Define :	Définir
Delete :	Supprimer	Material :	Matériaux
Story :	Étage	Concrete :	Béton
Height :	Hauteur		

### IV.3 Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- A) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- B) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- C) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- D) Définition des charges statiques (G, Q).
- E) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- F) Définition de la charge sismique E.
- G) Chargement des éléments.

H) Introduction des combinaisons d'actions.

I) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour accéder à l'interface du logiciel, notre machine fonctionne sur un système d'exploitation « Windows 7 ». On clique sur l'icône exécutable représentée sur la figure suivante :

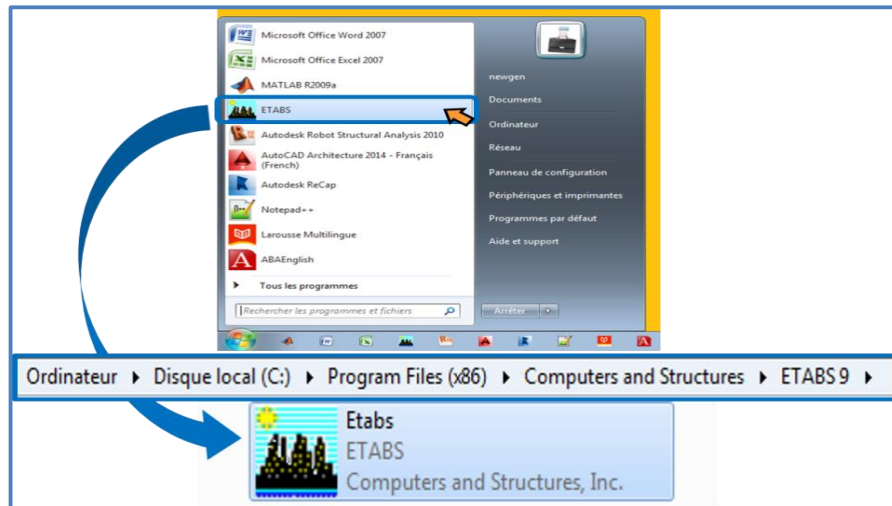


Figure IV.2 Icône du logiciel ETABS

### Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

#### ➤ Choix des unités

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **kN.m**

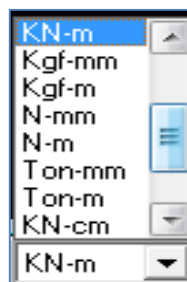
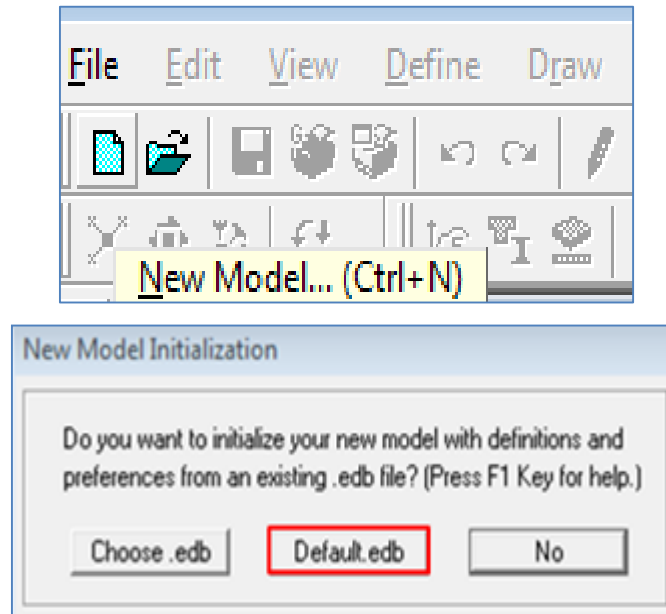


Figure IV.3 Choix des unités

➤ **Géométries de base**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.



**Figure IV.4** Démarrer un nouveau model

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées.

**NB :**

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure

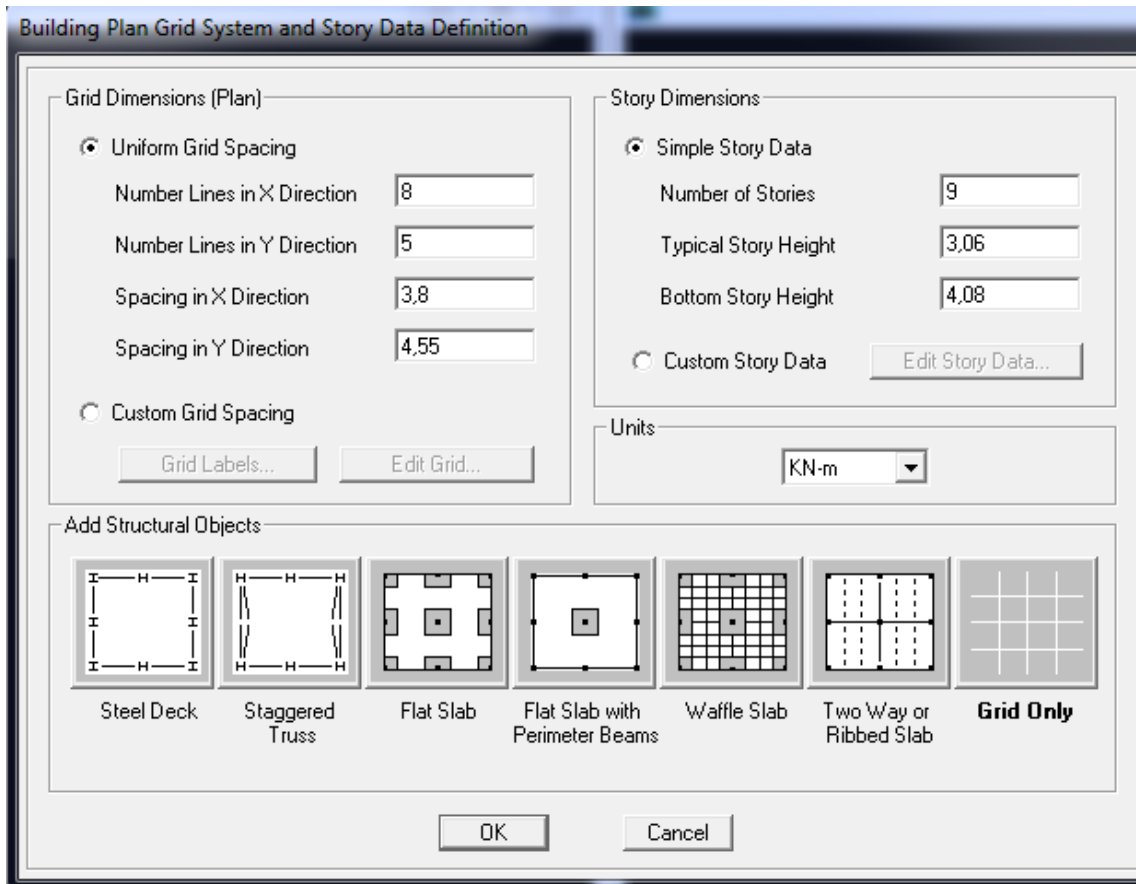


Figure IV.5 Introduction de la géométrie de base

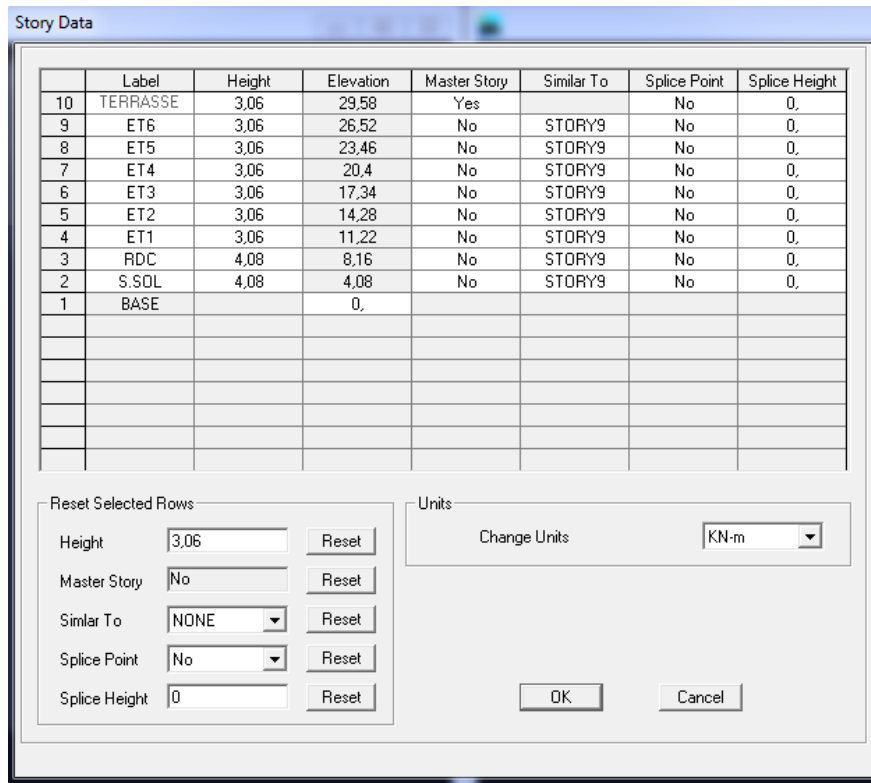


Figure IV.6 Introduction des étages

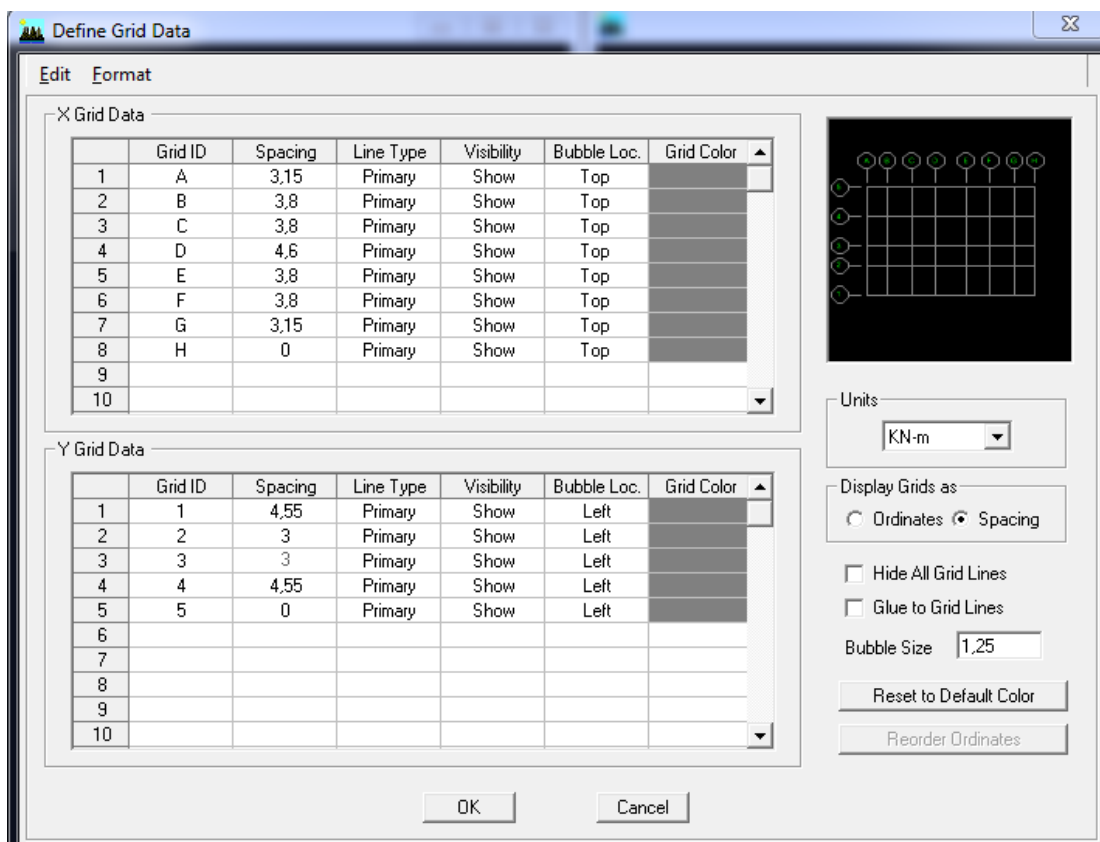


Figure IV.7 Les lignes de construction

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

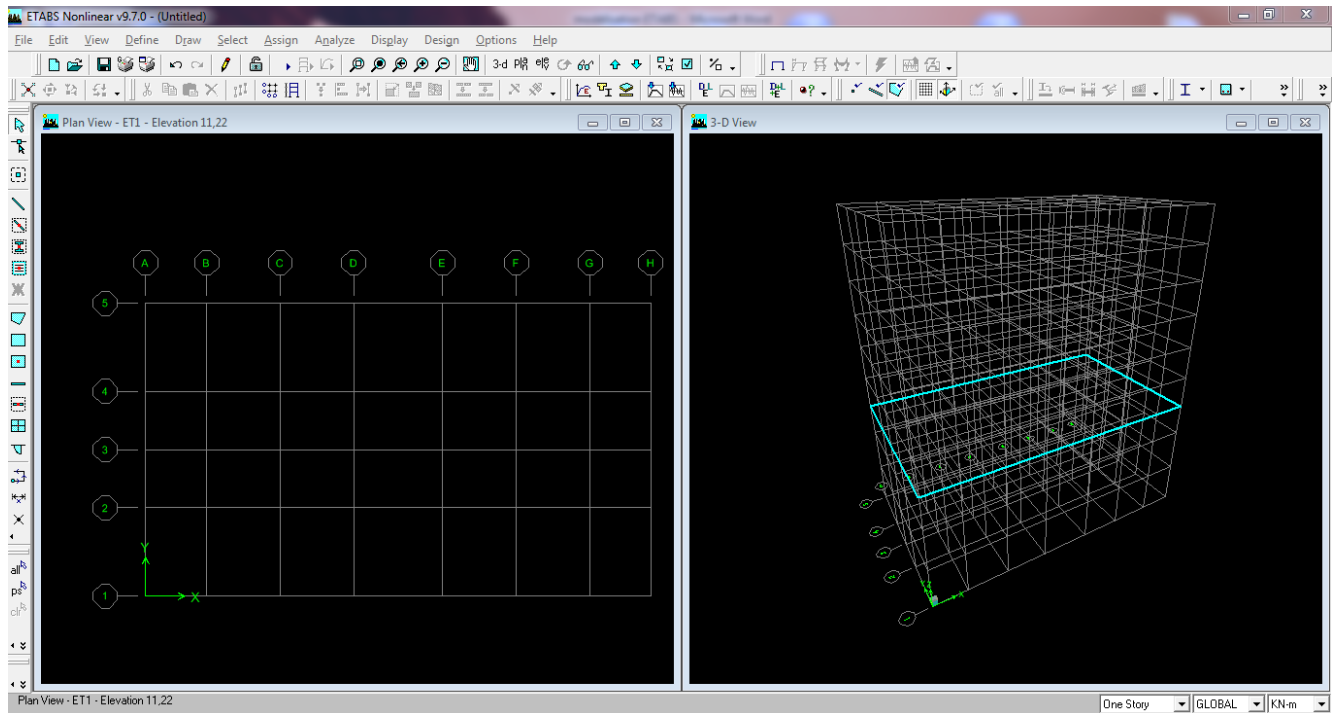


Figure IV.8 Affichage en plan et en 3D

### Étape « B » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define → Material Properties → Conc → Modify/Show Material

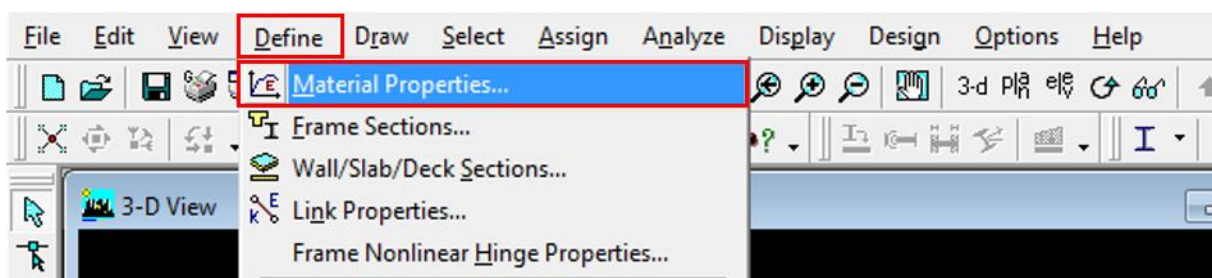


Figure IV.9 Définition des matériaux

Dans la boîte dialogue qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

**Figure IV.10** Caractéristiques du béton

### Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define → **Frame Sections**  → **ADD Rectangular.**

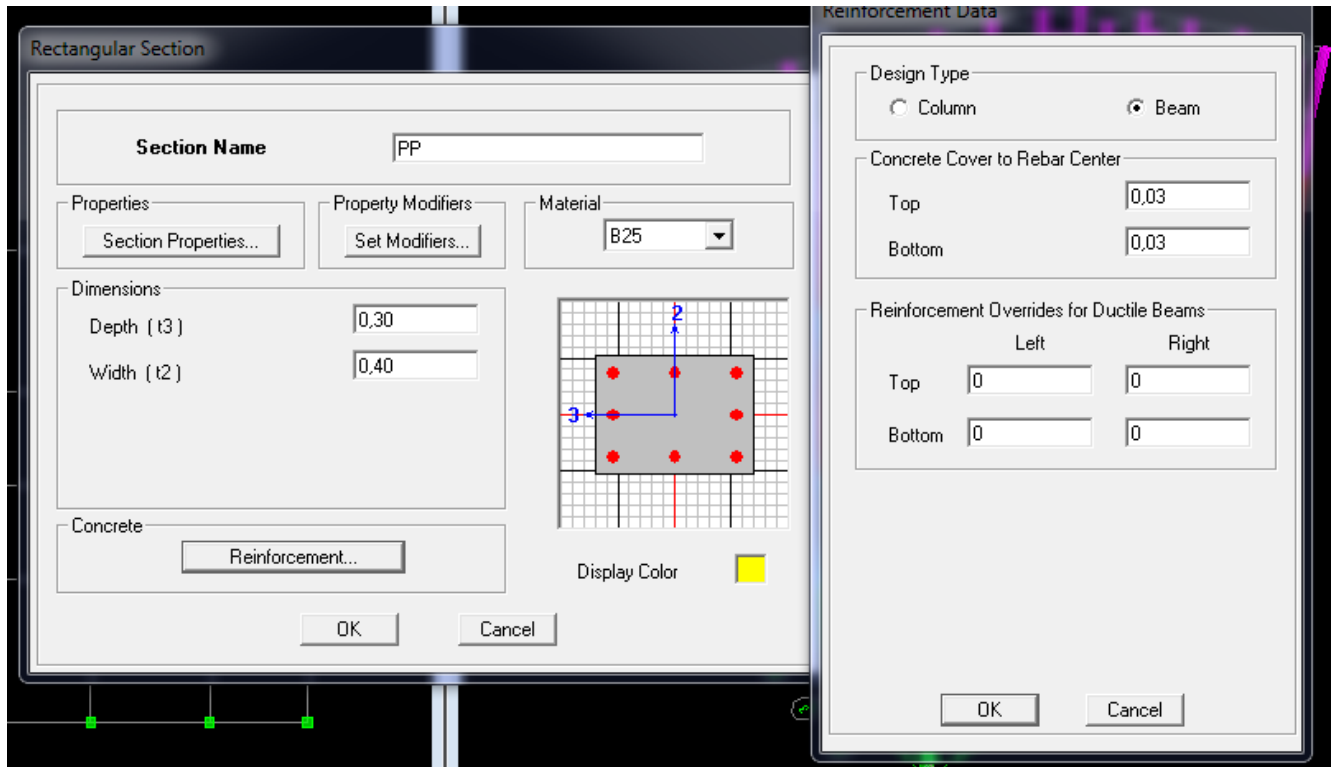


Figure IV.11 Définition des poutres

On procède de la même manière pour les poteaux.

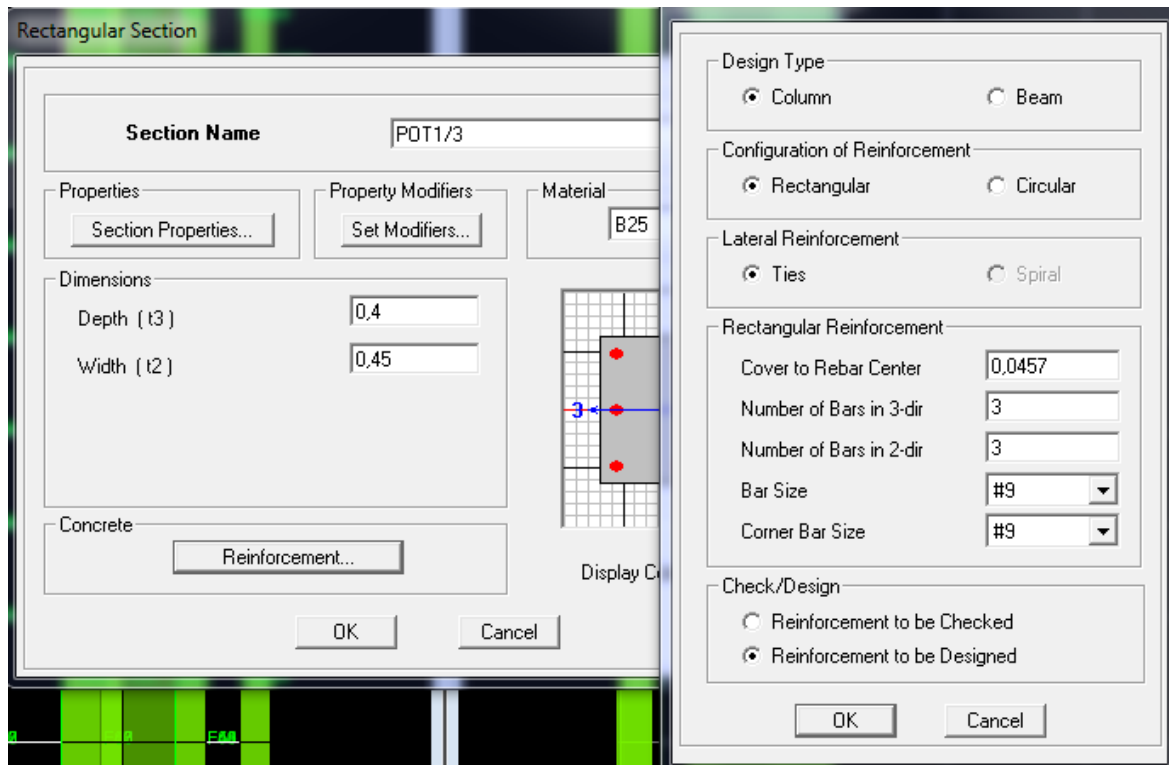



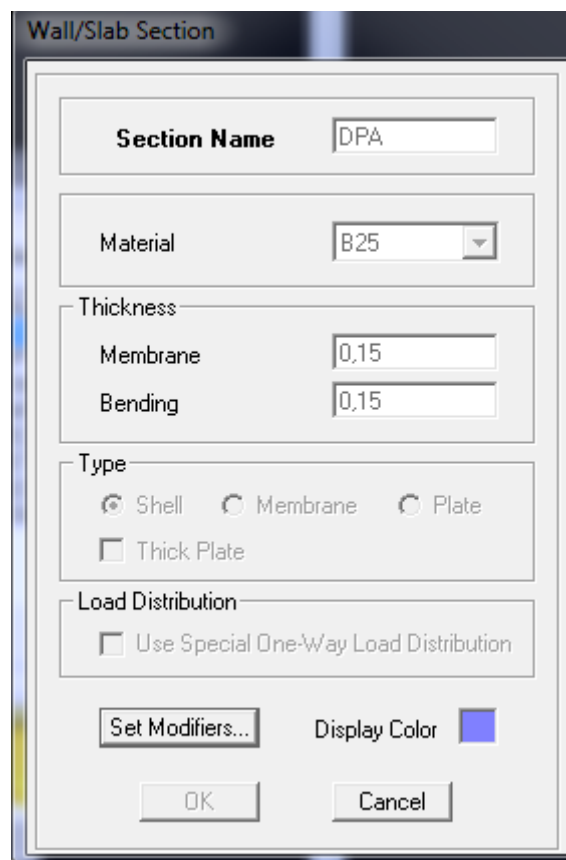
Figure IV.12 Définition des poteaux

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs

caractéristiques géométriques, on clique : **Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**  → **Add New Section** → Puis on définit leurs propriétés.

- On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

**Elément Shell** : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.



**Figure IV.13** Définition des dalles

### ➤ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :



#### Pour les poteaux

On clique sur le bouton





Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) · **None** on choisit le nom de la section pot (35×35) par exemple et on valide.

### Pour la poutre et les voiles

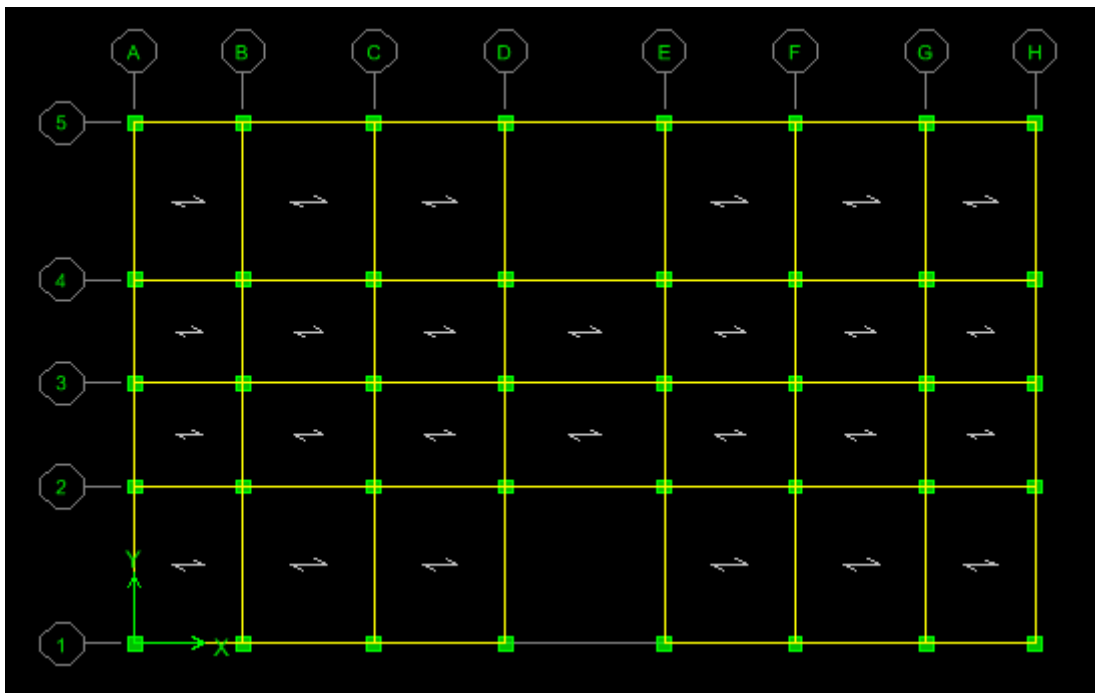
De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles.

### Pour les planchers et dalle pleine

On clique sur le bouton  ou 

Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :



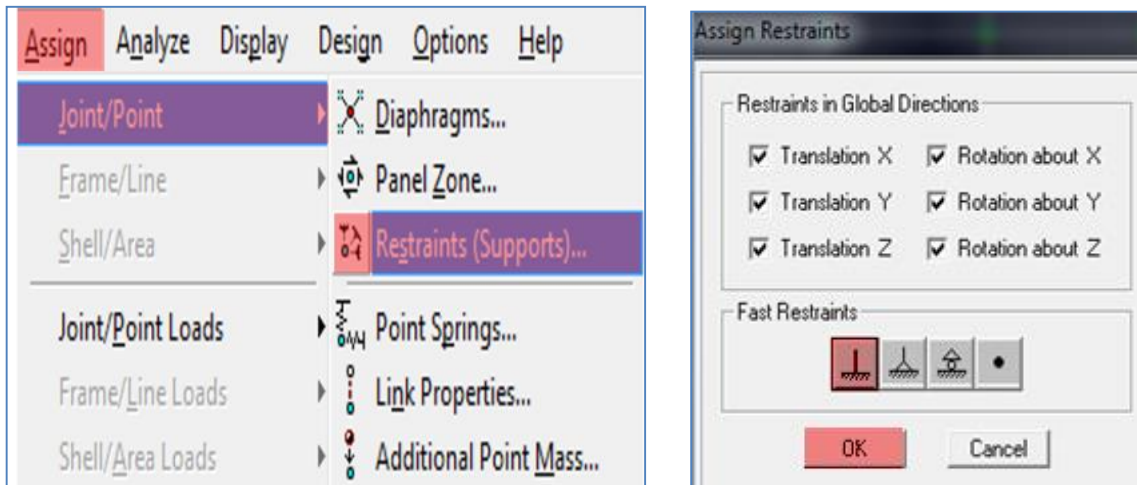
**Figure IV.14** Vue en plan des éléments structuraux d'un étage

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On

sélectionne tous les nœuds à la base et on clique sur le bouton



la fenêtre ci-après s'affichera :



**Figure IV.15** Définition des appuis

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

➤ **Masse source**

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{équation 4-5 RPA 99}).$$

$W_i$  : poids total de la structure.

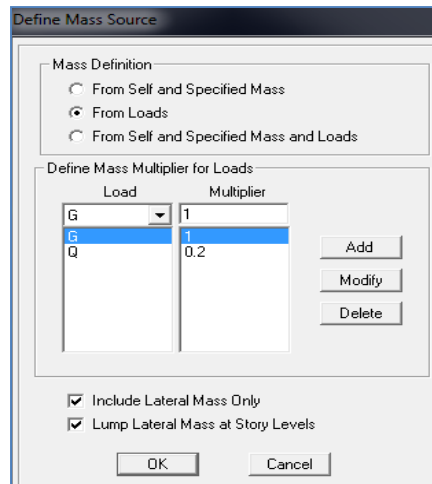
$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

**Define** → **Masse Source**  → **From Loads**.



**Figure IV.16** Définition du poids propre

### ➤ Diaphragme

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

**On sélectionne le premier étage → Assign → Joint/Point → Diaphragmas**  →

**D1 → OK.**

On suit la même procédure pour les autres étages.

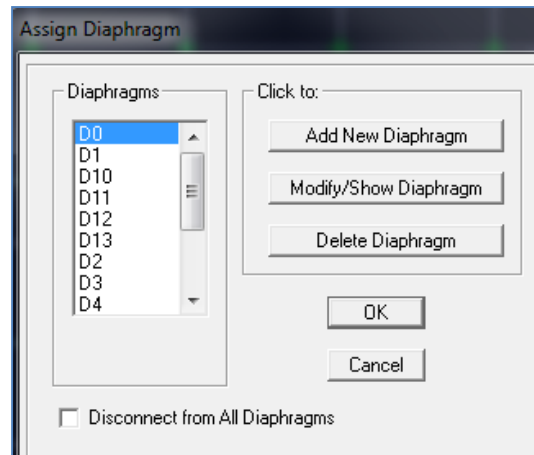
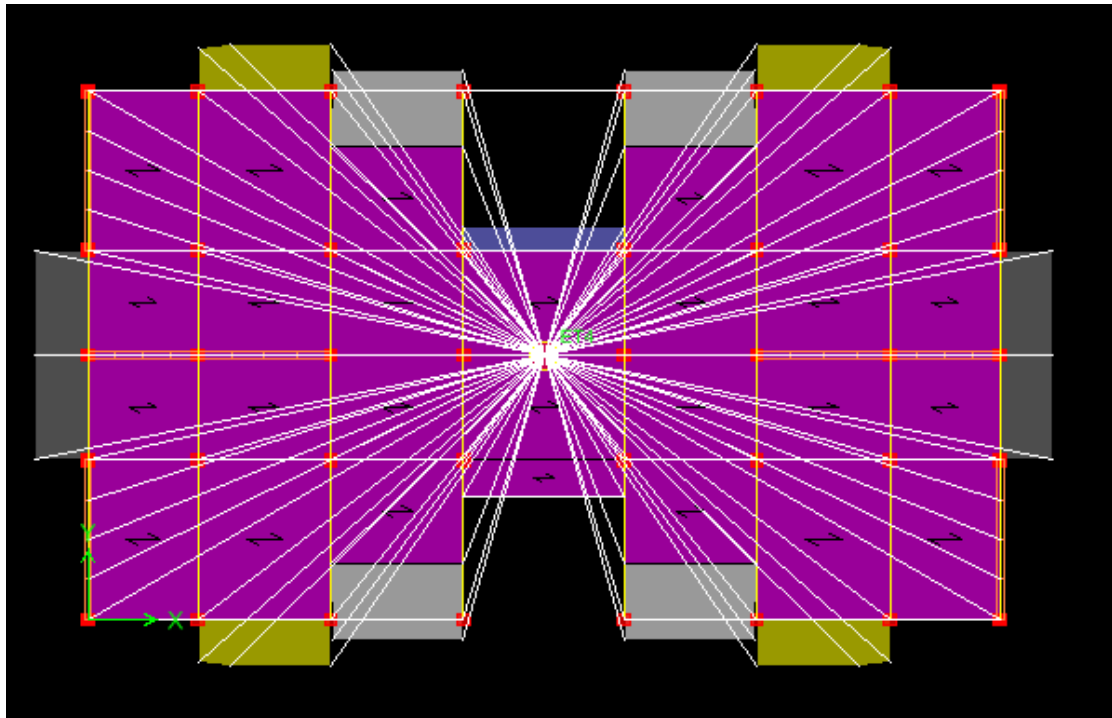


Figure IV.17 Introduction des diaphragmes

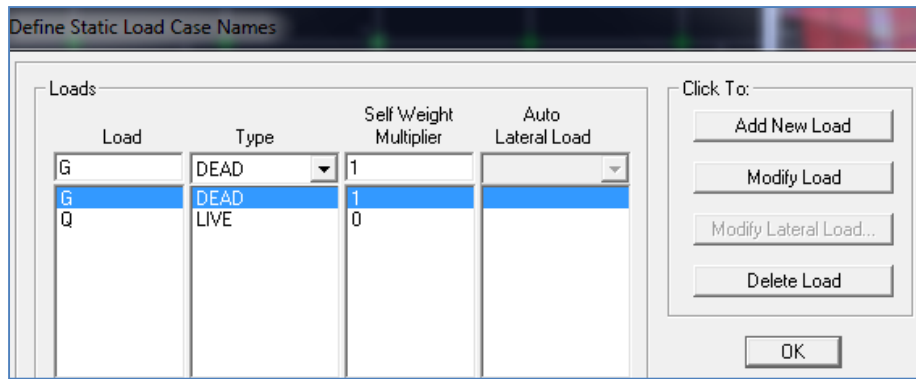


Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitations

(Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**.





**Figure IV.18** Définition des charges statiques

### Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre  $T$ .

On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer**.

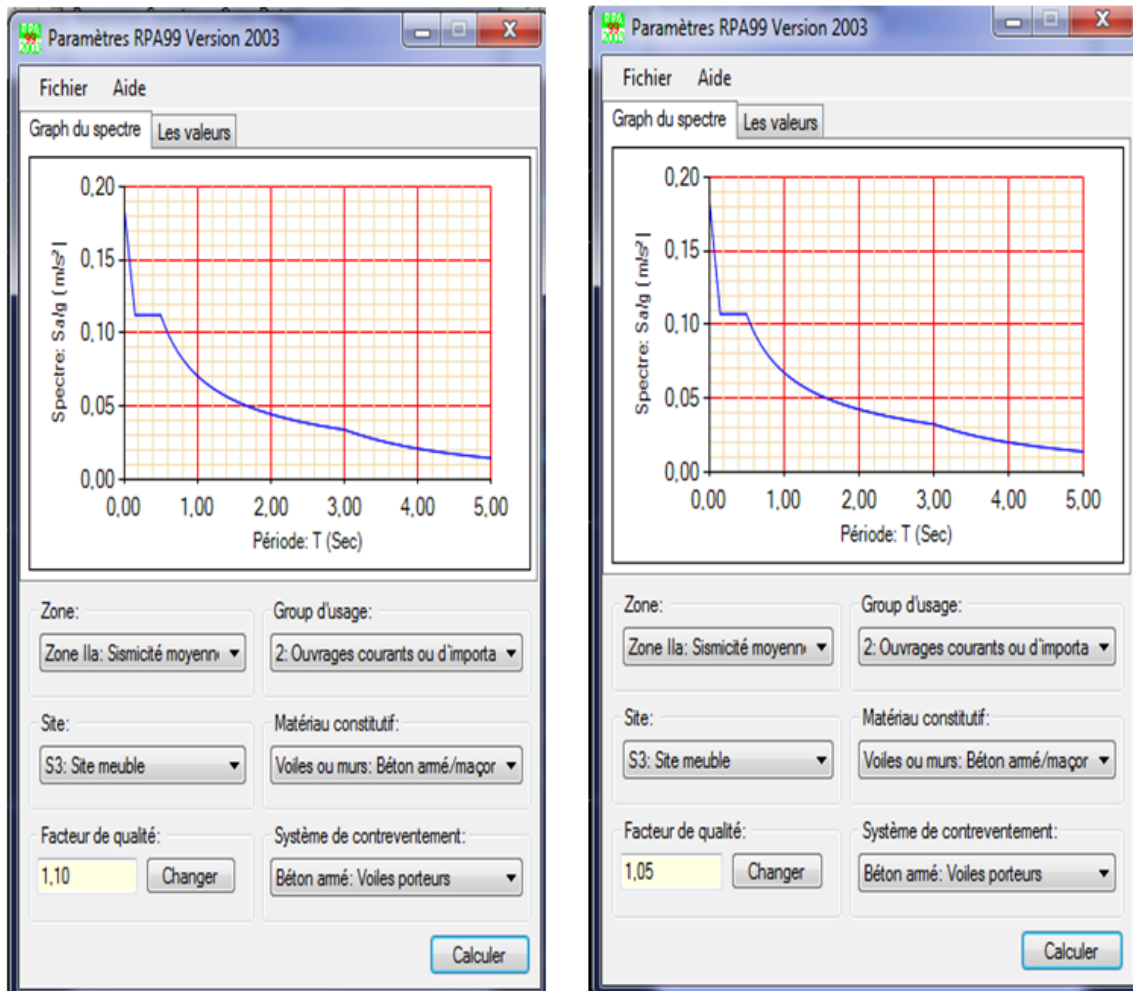
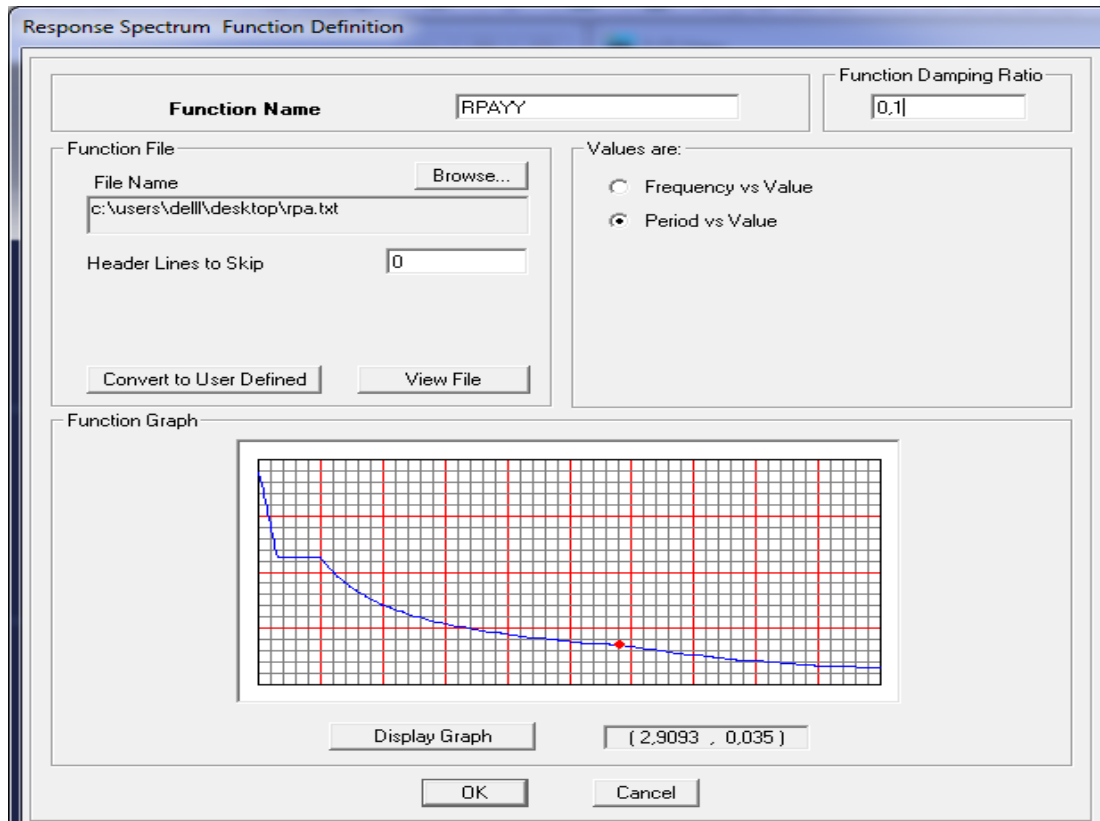


Figure IV.19 Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

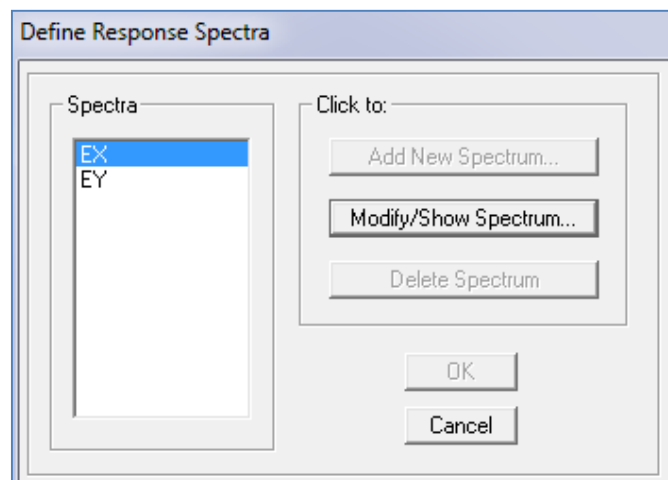
**Define** → **Response spectrum** → **Function Spectre from file.**



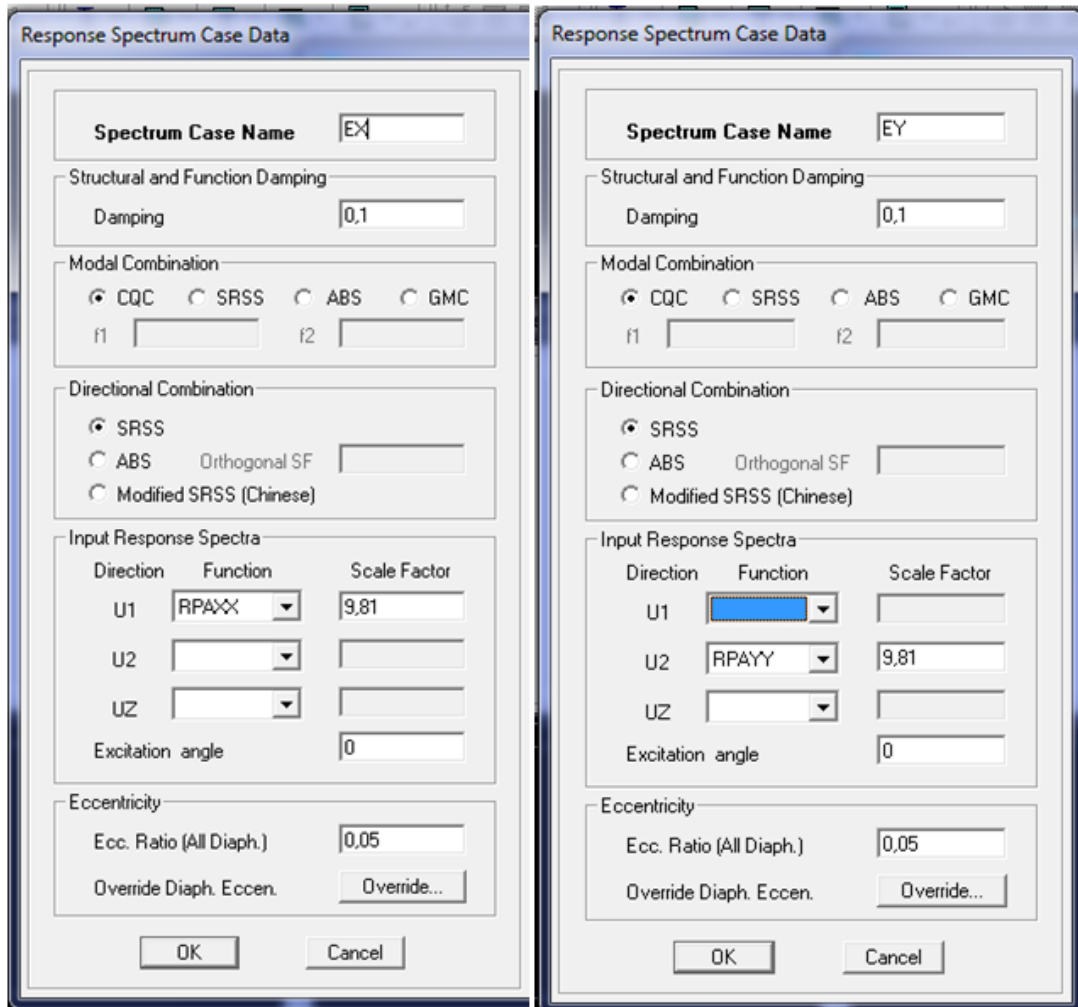
**Figure IV.20** Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

### Étape « F » : Définition de la charge sismique « E »

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum**.



**Figure IV.21** Définition des charges sismiques



**Figure IV.22** Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales

### Étape « G » : Chargement des éléments

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dues aux : mur extérieur, l'acrotère, l'escalier) qui leur revient en cliquant sur :

**Assign** → **frame/ line load** → **distributed**.

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui

revient en cliquant sur : **assign** → **shell/areas load** → **uniform**.



### Étape « H » : Introduction des combinaisons d'actions

➤ **Combinaisons aux états limites**

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

ELS :  $G + Q$

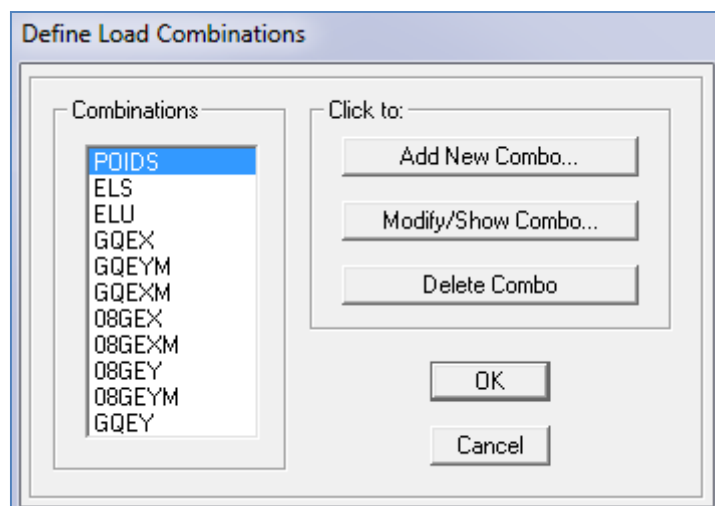
➤ **Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003**

GQE :  $G + Q \pm E$

08 GE :  $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :


**Define** → **Loads Combinaisons**  → **Add New Combo.**




**Figure IV.23** Introduction des combinaisons d'actions


**Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats**

➤ **Lancement de l'analyse**

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur **Lock /unlock model**  pour bloquer le model, et on se positionne sur : **Analyze** → **RunAnalysis (F05)** pour lancer l'analyse.

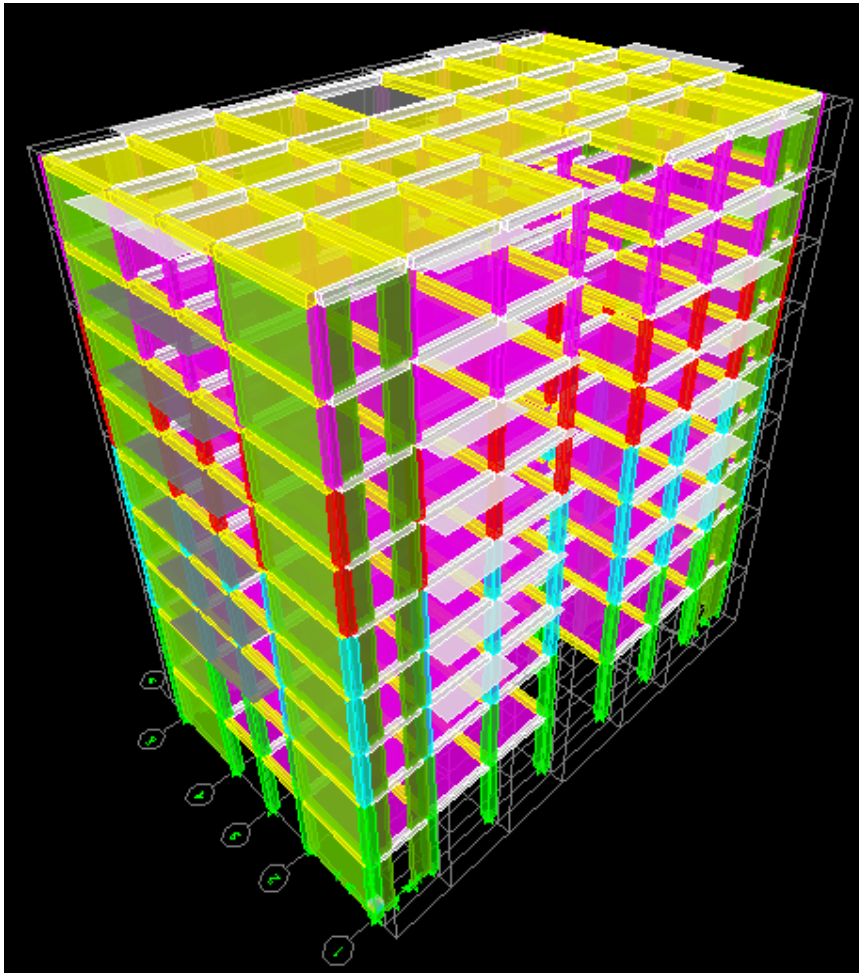
➤ **Visualisation des résultats**

**Déformée de la structure** : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualiser la déformée suivant la charge introduite.

**Diagramme des efforts internes** : on se positionne sur un portique, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces / Stresses Diagramme** .

**Déplacement** : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau

Considéré, puis on clique sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisit la combinaison.



**Figure IV.24** Vue en 3D de la structure

**CHAPITRE V**  
**VERIFICATION DES EXIGENCES**  
**DU RPA**

## V. Vérification des exigences du RPA

### V.1 Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99 version2003 qui sont :

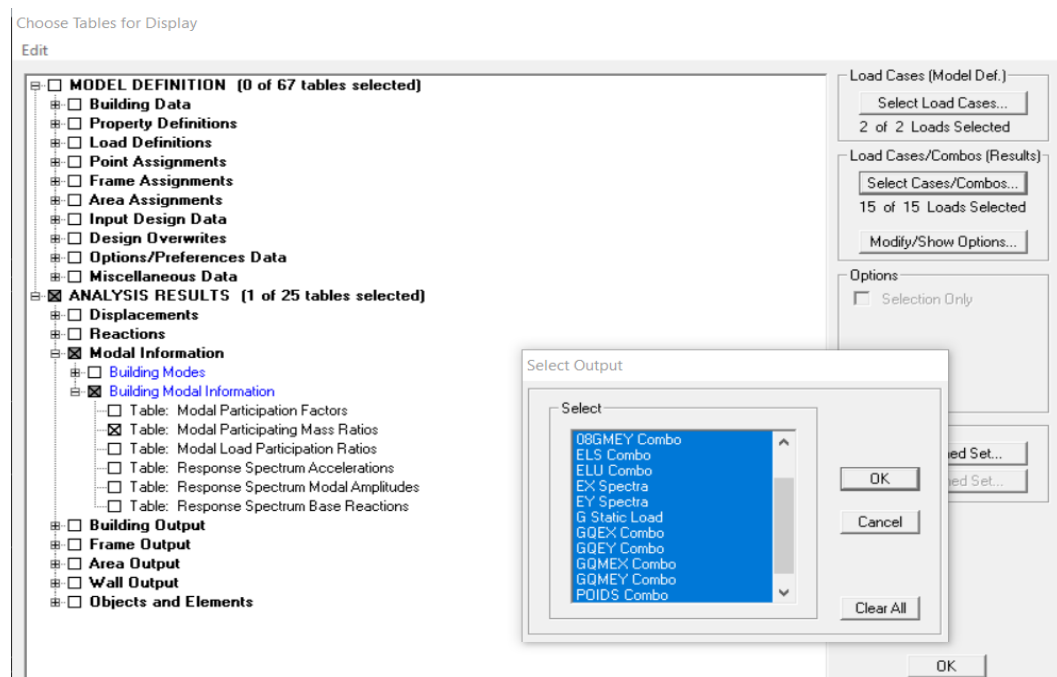
- 1) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 2) L'effort tranchant à la base.
- 3) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- 4) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
- 5) Justification vis-à-vis des déplacements
- 6) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- 7) Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical.

#### V.1.1 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 0.809 s

**Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information**  
**→ Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios**

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante.



**Figure V.1** Affichage des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,809323	75,2447	0,0000	75,2447	0,0000	0,0002
2	0,605015	0,0000	71,4624	75,2447	71,4624	0,0000
3	0,436616	0,0002	0,0000	75,2449	71,4624	71,7489
4	0,224443	14,1560	0,0000	89,4010	71,4624	0,0002
5	0,143283	0,0000	18,2310	89,4010	89,6934	0,0000
6	0,103845	0,0157	0,0000	89,4167	89,6934	18,0652
7	0,100982	4,3965	0,0000	93,8132	89,6934	0,0591
8	0,062275	0,0000	5,5225	93,8132	95,2158	0,0000
9	0,057689	2,4724	0,0000	96,2856	95,2158	0,0003
10	0,045498	0,0002	0,0000	96,2857	95,2158	5,3552
11	0,037943	1,8115	0,0000	98,0972	95,2158	0,0001
12	0,037846	0,0000	2,6464	98,0972	97,8623	0,0000

**Tableau V.1** La période et des masses participantes

- ◆ Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X,**  
Il mobilise 75.2447% de la masse.> 50%
- ◆ Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y,**  
Il mobilise 71.4624% de la masse.> 50%
- Le troisième mode de vibration est : **une torsion suivant l'axe Z-Z,**  
Il mobilise 71.7489% de la masse.> 50%

➤ **Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003)**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est :

7ème mode → Sens X-X : 93.8132 % > 90% → **Condition vérifiée.**

8ème mode → Sens Y-Y : 95.2158 % > 90% → **Condition vérifiée.**

### V.1.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par 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.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003}).$$

**A :** coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R :** facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

**D :** facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

**Q :** facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

**W :** poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

#### **A) Coefficient d'accélération de zone (A)**

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa, groupe d'usage 2  $\rightarrow$  **A = 0.15**

#### **B) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Formule 4.2 RPA 99 version 2003}).$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{array} \right\} \text{Site meuble S3}$$

➤ **Facteur de correction d'amortissement  $\eta$**

Il est donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$  (Formule 4.3 RPA99 version 2003)

Où  $\zeta$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend :  $\zeta = 10\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7$

$$\eta = 0.76 > 0.7$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec  $h_N$  la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n.

$$h_n = 32.08\text{m}$$

$C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003

$$C_T = 0.05.$$

**Remarque**

Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0.05 \times (32.08)^{3/4} \rightarrow \quad \mathbf{T = 0.674 \text{ sec}}$$

**Selon l'article 4.2.4 du RPA 99 version 2003**

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1 <sup>er</sup> cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2 <sup>ème</sup> cas	T empirique < T analytique < 1.3 T empirique	T = T analytique
3 <sup>ème</sup> cas	1.3 T empirique < T analytique	T = 1.3 T empirique

$$D'où : T_{emp} = 0.674 \text{ s} < T_{analytique} = 0.809 \text{ s} < 1.3T_{emp} = 0.876 \text{ s} \quad \rightarrow \quad \mathbf{2^{ème} \text{ cas}}$$

$$\text{Donc } T = T_{analytique} \rightarrow \quad \mathbf{T = 0.809 \text{ s}}$$

$$\text{Finalement : } D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0,76 \left( \frac{0,5}{0.809} \right)^{2/3} \rightarrow \quad \mathbf{D = 1.38}$$

**C) Facteur de qualité (Q)**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum P_q$$

Avec  $P_q$  : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

**Sens x-x :**

Critère q	Observé (oui ou non)	$P_q$
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0.00
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0.00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	oui	0.00

**Sens y-y :**

Critère q	Observé (oui ou non)	$P_q$
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0.00
3- Régularité en plan	oui	0.00
4- Régularité en élévation	Oui	0.00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0.00

On aura finalement :

$$Q_x = 1.1 \text{ et } Q_y = 1.05.$$

#### D) Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

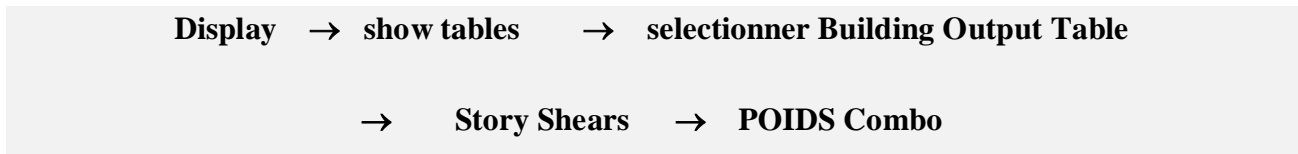
$$D'où : W_T = \sum_1^9 W_i$$

Avec  $W_{Gi}$  : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

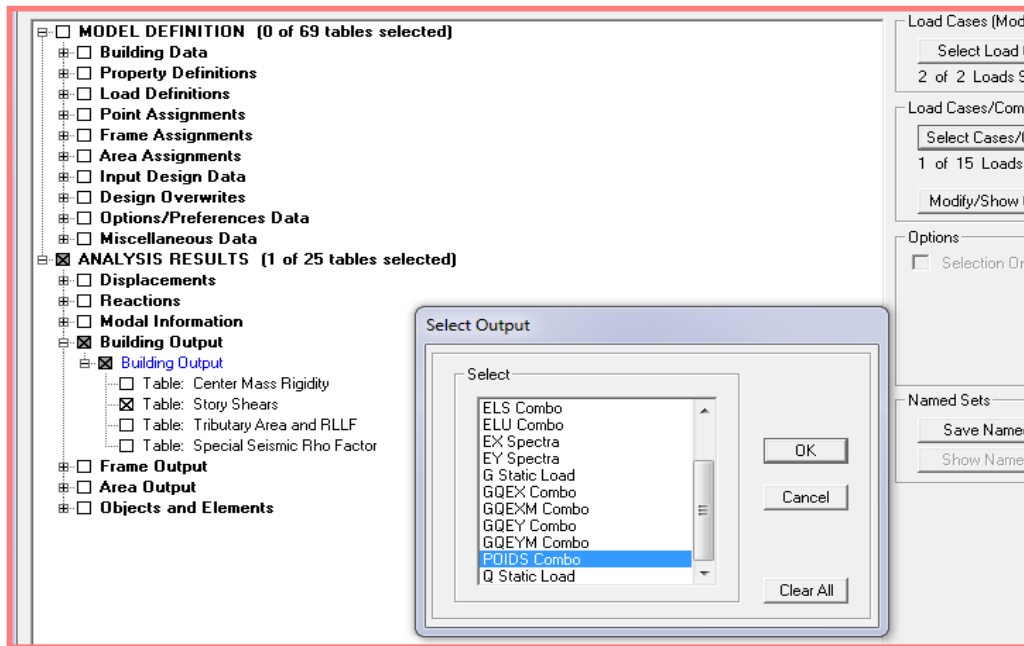
$W_{Qi}$  : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta = 0.20$  (Cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le tableau 4-5 du RPA 99 version 2003

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :



On aura la fenêtre suivante :



**Figure V.2** Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représenté par le tableau suivant.

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T
TERRASSE	POIDS	Top	3501,99	0,00	0,00	0,000
TERRASSE	POIDS	Bottom	4423,05	0,00	0,00	0,000
ET6	POIDS	Top	7708,71	0,00	0,00	0,000
ET6	POIDS	Bottom	8629,77	0,00	0,00	0,000
ET5	POIDS	Top	11915,42	0,00	0,00	0,000
ET5	POIDS	Bottom	12943,58	0,00	0,00	0,000
ET4	POIDS	Top	16229,23	0,00	0,00	0,000
ET4	POIDS	Bottom	17257,39	0,00	0,00	0,000
ET3	POIDS	Top	20543,04	0,00	0,00	0,000
ET3	POIDS	Bottom	21693,60	0,00	0,00	0,000
ET2	POIDS	Top	24979,25	0,00	0,00	0,000
ET2	POIDS	Bottom	26129,81	0,00	0,00	0,000
ET1	POIDS	Top	29415,47	0,00	0,00	0,000
ET1	POIDS	Bottom	30566,03	0,00	0,00	0,000
RDC	POIDS	Top	33576,25	0,00	0,00	0,000
RDC	POIDS	Bottom	35293,93	0,00	0,00	0,000
S.SOL	POIDS	Top	38296,42	0,00	0,00	0,000
S.SOL	POIDS	Bottom	40014,10	0,00	0,00	0,000

**Tableau V.2** Valeur du poids total de la structure

On choisit la valeur indiquée pour S-Sol \_ Bottom

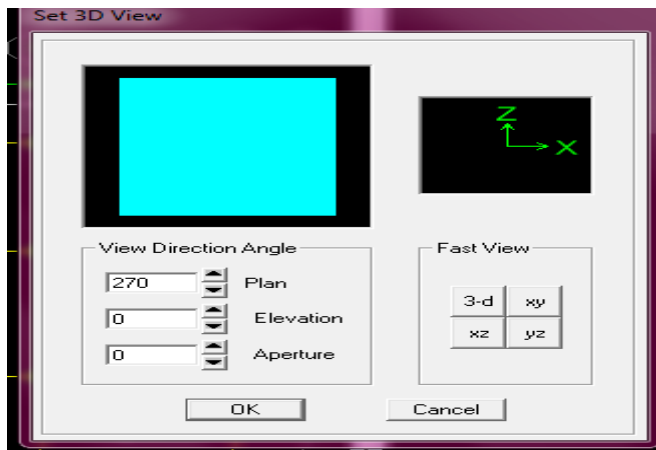
Donc :  $W = 40014.10 \text{ kN}$

### E) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

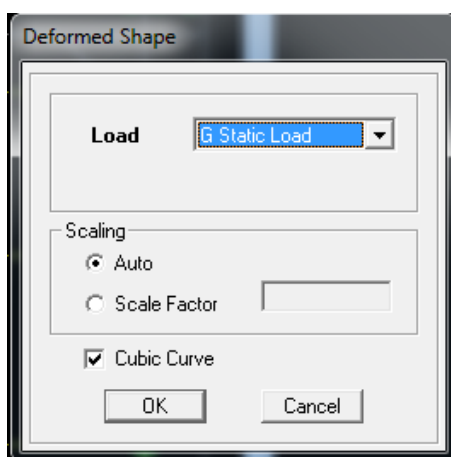
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

**View** → **set 3D view** → une fenêtre apparaît on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.

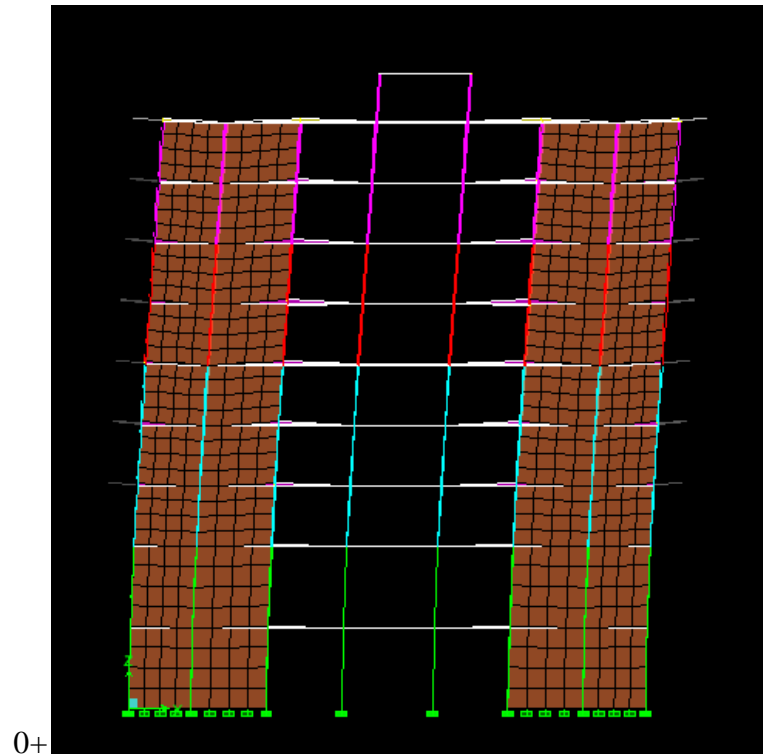


Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison E.



Ensuite **draw** → **draw section cut**

→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.



Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

**Les charges horizontales :**

**Sens X-X :**

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,117	0
End Point	27,9508	0

Resultant Force Location and Angle

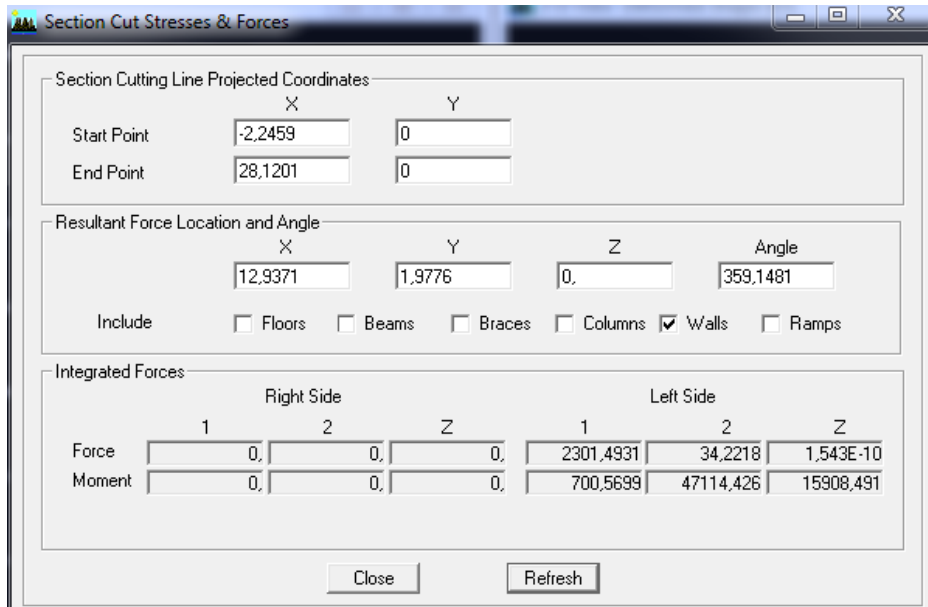
	X	Y	Z	Angle
	13,4169	1,78	0,	359,4437

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2548,7336	24,7467	2,675E-11	2548,7336	24,7467	2,735E-11
Moment	508,8384	52405,928	17940,7463	508,8384	52405,928	17940,7463

Close Refresh



On a 2548.7336 → 100%

2301.5475 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

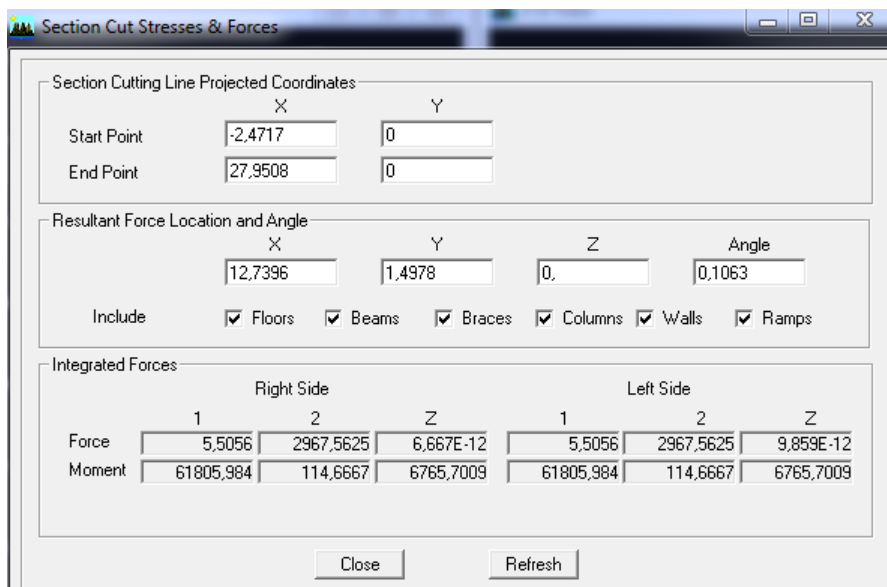
$$X = \frac{2301.5475 \times 100}{2548.7336} = \mathbf{90.30\%}$$

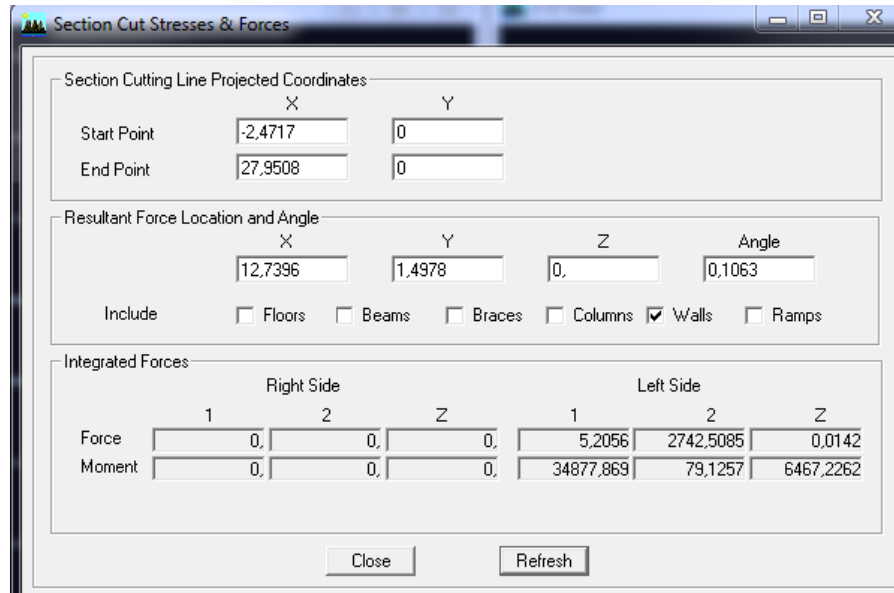
Donc : Effort repris par les voiles= **90.30%**

Effort repris par les portiques= **9.70%**

**Sens Y-Y :**

De l'États on obtient les tableaux suivant :





On a 2967.5625 → 100%

2742.5085 → X

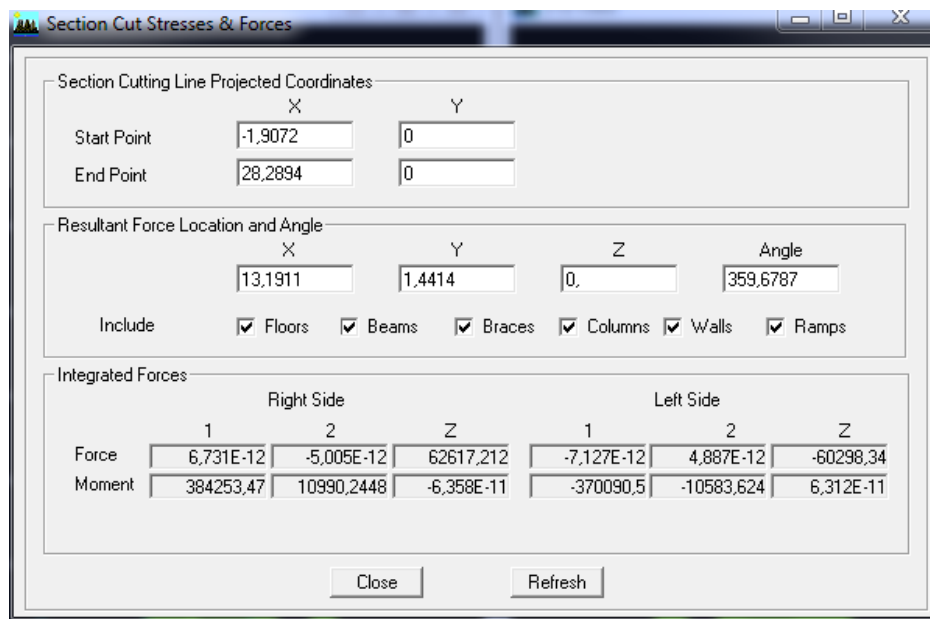
X : Étant le % des efforts repris par les voiles

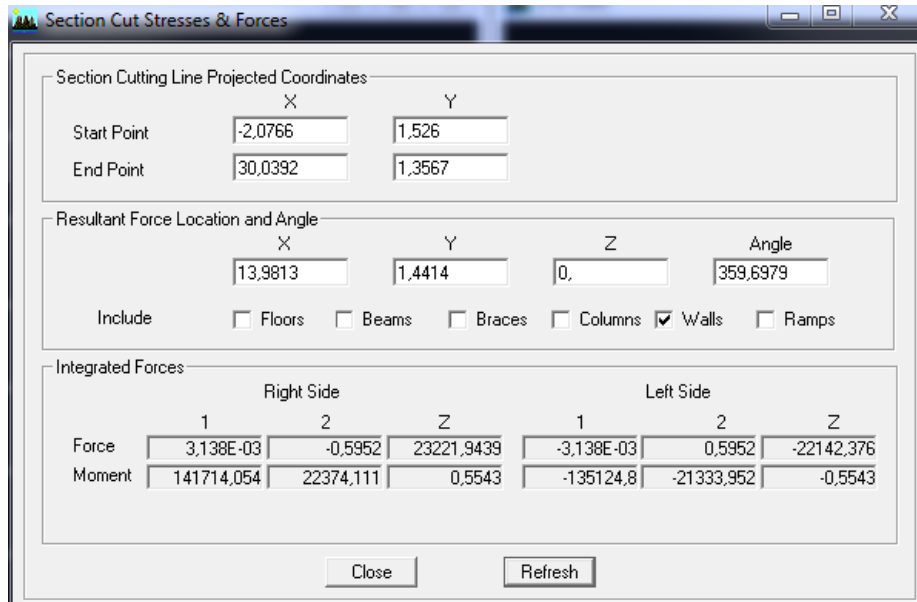
$$X = \frac{2742.5085 \times 100}{2967.5625} = \mathbf{92.41\%}$$

Donc : Effort repris par les voiles=**92.41%**

Effort repris par les portiques=**7.58%**

**Les Charges verticales :**





On a 62617.212 → 100%

23221.9439 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{23221.9439 \times 100}{62617.212} = 37.08\%$$

Donc : Effort repris par les voiles=37.08%

Effort repris par les portiques=62.91%

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

**Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Selon les résultats trouvés, on remarque que les efforts verticaux repris par les voiles dépassent les 20%

D'après l'article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé; dont le coefficient de comportement **R=3.5**

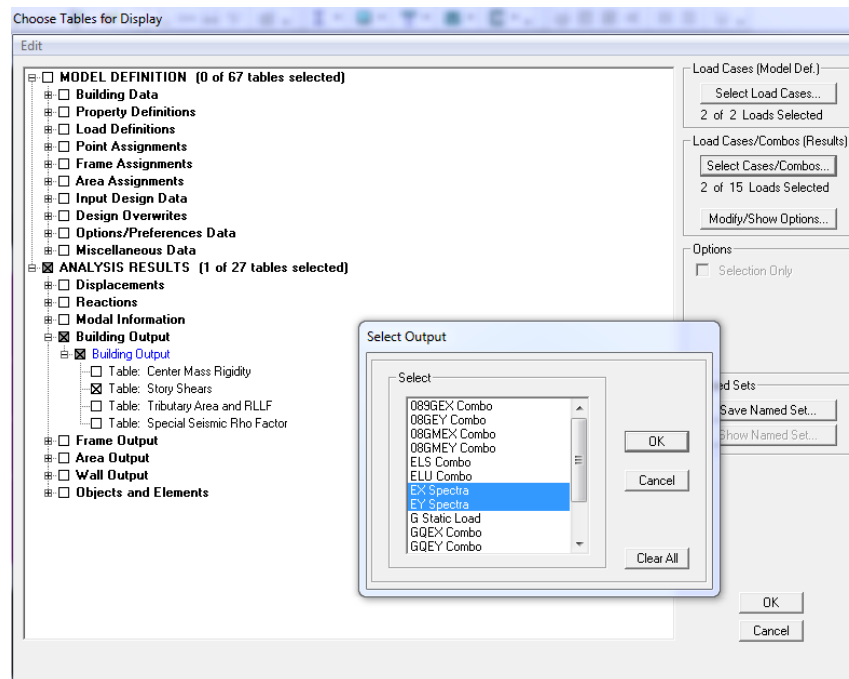
Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

MSE (RPA 99 V/ 2003)	Sens X		Sens-Y	
Coefficient	A	0,15	A	0.15
	D	1.38	D	1.36
	Q	1.1	Q	1.05
	W	<b>40014.10</b>	W	<b>40014.10</b>
	R	3.5	R	3.5
Forces sismiques V (kN)	2603.20		2448.86	

#### ➤ Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS

En procédant par les étapes suivantes :

*Display* → **Show tables** → on selection **Building Output**  
 → **Table: Story Shears** → on choisit **EX spectra** et **EY spectra**



**Figure V.3** Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Tableau V.3 Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

Story	Load	Loc	VX	VY
TERRASSE	EX	Top	558,75	0,00
TERRASSE	EX	Bottom	558,75	0,00
TERRASSE	EY	Top	0,00	677,53
TERRASSE	EY	Bottom	0,00	677,53
ET6	EX	Top	997,85	0,00
ET6	EX	Bottom	997,85	0,00
ET6	EY	Top	0,00	1211,94
ET6	EY	Bottom	0,00	1211,94
ET5	EX	Top	1364,92	0,00
ET5	EX	Bottom	1364,92	0,00
ET5	EY	Top	0,00	1638,70
ET5	EY	Bottom	0,00	1638,70
ET4	EX	Top	1672,98	0,00
ET4	EX	Bottom	1672,98	0,00
ET4	EY	Top	0,00	1997,12
ET4	EY	Bottom	0,00	1997,12
ET3	EX	Top	1937,68	0,00
ET3	EX	Bottom	1937,68	0,00
ET3	EY	Top	0,00	2294,74
ET3	EY	Bottom	0,00	2294,74
ET2	EX	Top	2161,63	0,00
ET2	EX	Bottom	2161,63	0,00
ET2	EY	Top	0,00	2542,52
ET2	EY	Bottom	0,00	2542,52
ET1	EX	Top	2345,07	0,00
ET1	EX	Bottom	2345,07	0,00
ET1	EY	Top	0,00	2736,25
ET1	EY	Bottom	0,00	2736,25
RDC	EX	Top	2480,30	0,00
RDC	EX	Bottom	2480,30	0,00
RDC	EY	Top	0,00	2884,96
RDC	EY	Bottom	0,00	2884,96
S.SOL	EX	Top	2548,85	0,00
S.SOL	EX	Bottom	2548,85	0,00
S.SOL	EY	Top	0,00	2967,57
S.SOL	EY	Bottom	0,00	2967,57

On choisit la valeur maximale dans chaque sens :  $V_x = 2548.85 \text{ kN}$

$$V_y = 2967.57 \text{ kN}$$

◆ Comparaison des résultats des forces sismiques

	$V_{MSE}$ (kN)	$0.8V_{MSE}$ (kN)	$V_{ETABS}$ (kN)	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (x-x)	2603.20	2082.56	2548.85	<b>Condition vérifiée</b>
Sens (y-y)	2448.86	1959.09	2967.57	<b>Condition vérifiée</b>

### V.1.3 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

On doit satisfaire la condition suivante : 
$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3.$$

Avec  $N_d$  : Effort normal sismique ;

$B$  : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

- Pour les poteaux 45×50 :  $N_d = 1612.58 \text{ kN}$

$$v = \frac{1612.58 \times 10^3}{450 \times 500 \times 25} = 0.29 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 40×45 :  $N_d = 1210.81 \text{ KN}$

$$v = \frac{1210.81 \times 10^3}{400 \times 450 \times 25} = 0.27 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 35×40:  $N_d = 679.38$

$$v = \frac{679.38 \times 10^3}{350 \times 400 \times 25} = 0.19 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 30×35:  $N_d = 358.32$

$$v = \frac{358.32 \times 10^3}{300 \times 350 \times 25} = 0.14 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### V.1.4 Justification vis-à-vis des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser

1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $k$  « $\delta_k$ » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} : \quad (\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19})$$

$\delta_{ek}$  déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$  coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

$\delta_{kx}$  déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

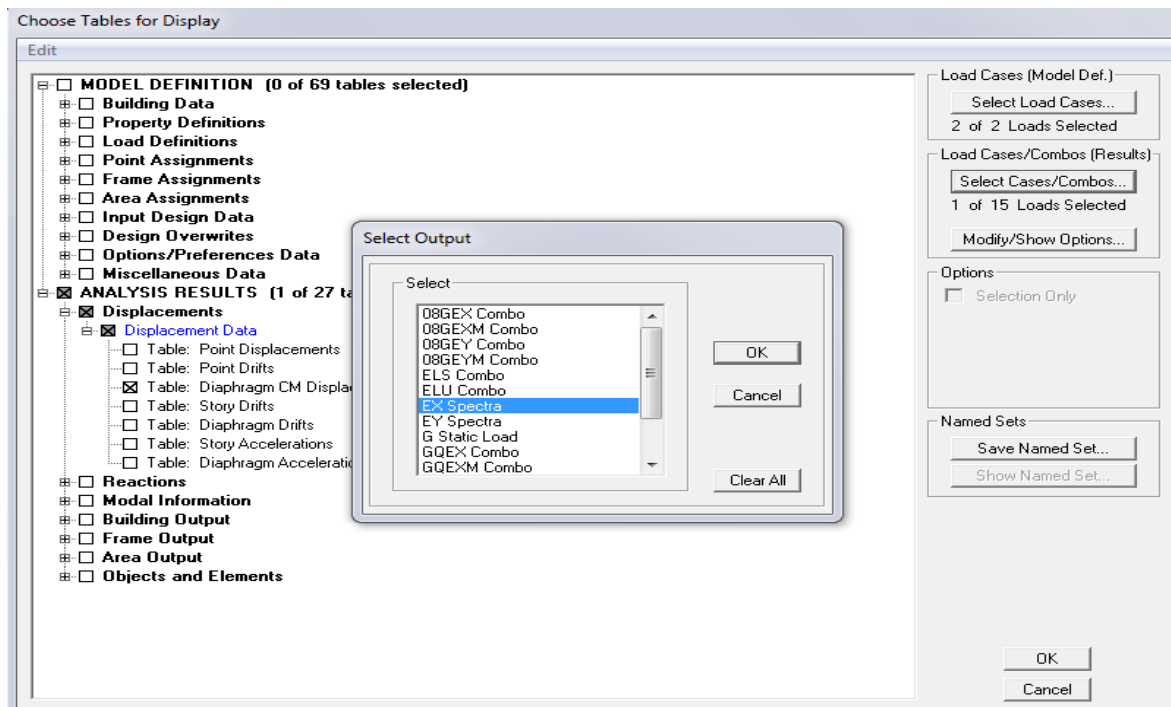
$\delta_{ky}$  déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

$H_e$  hauteur de l'étage courant

➤ **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display** → **Show Tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

**ANALYSIS RESULTS** → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

**Select Cases/Combos** → 2 fois sur **OK**

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TERRASSE	7	EX	0,0191	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
ET6	6	EX	0,0173	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
ET5	5	EX	0,0152	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
ET4	4	EX	0,0130	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
ET3	3	EX	0,0107	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
ET2	2	EX	0,0083	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
ET1	1	EX	0,0059	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
RDC	RDC	EX	0,0037	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
S.SOL	SS	EX	0,0011	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

➤ Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : *Select cases/combos* → 2 fois sur **OK**

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TERRASSE	7	EY	0,0000	0,0134	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
ET6	6	EY	0,0000	0,0117	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
ET5	5	EY	0,0000	0,0100	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
ET4	4	EY	0,0000	0,0083	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
ET3	3	EY	0,0000	0,0066	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
ET2	2	EY	0,0000	0,0049	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
ET1	1	EY	0,0000	0,0034	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
RDC	RDC	EY	0,0000	0,0020	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
S.SOL	SS	EY	0,0000	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison  $E_x$  :

Story	Diaphragm	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%He	conclusion
Terrasse	D1	EX	0,0191	3.5	0,06685	0,0063	0.0306	CV
ETAGE 6	D1	EX	0,0173	3.5	0,06055	0,00735	0.0306	CV
ETAGE 5	D1	EX	0,0152	3.5	0,0532	0,0077	0.0306	CV
ETAGE 4	D1	EX	0,013	3.5	0,0455	0,00805	0.0306	CV
ETAGE 3	D1	EX	0,0107	3.5	0,03745	0,0084	0.0306	CV
ETAGE 2	D1	EX	0,0083	3.5	0,02905	0,0084	0.0306	CV
ETAGE 1	D1	EX	0,0059	3.5	0,02065	0,0077	0.0306	CV
RDC	D1	EX	0,0037	3.5	0,01295	0,0091	0.0408	CV
Sous-Sol	D1	EX	0,0011	3.5	0,00385	0,00385	0.0408	CV

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E<sub>y</sub> :

Story	Diaphragm	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%H <sub>e</sub>	conclusion
Terrasse	D1	EY	0,0134	3.5	0,0469	0,00595	0.0306	CV
ETAGE 6	D1	EY	0,0117	3.5	0,04095	0,00595	0.0306	CV
ETAGE 5	D1	EY	0,01	3.5	0,035	0,00595	0.0306	CV
ETAGE 4	D1	EY	0,0083	3.5	0,02905	0,00595	0.0306	CV
ETAGE 3	D1	EY	0,0066	3.5	0,0231	0,00595	0.0306	CV
ETAGE 2	D1	EY	0,0049	3.5	0,01715	0,00525	0.0306	CV
ETAGE 1	D1	EY	0,0034	3.5	0,0119	0,0049	0.0306	CV
RDC	D1	EY	0,002	3.5	0,007	0,0049	0.0408	CV
Sous-Sol	D1	EY	0,0006	3.5	0,0021	0,0021	0.0408	CV

### V.1.5 Vérifications de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » ( $\Delta$ ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

**Avec**  $P_k$  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 »

On a :

- Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets du 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après.

Story	poids	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		$\Delta_{kx}$ [m]	$V_x$ [kN]	$V_x \times h$	$\Theta_x$	$\Delta_{ky}$ [m]	$V_y$ [kN]	$V_y \times h$	$\Theta_y$
Terrasse	4423,05	0,0063	558,75	1709,775	0,0163	0,00595	677,53	2073,2418	0,0127
ÉTAGE 6	8629,77	0,00735	997,85	3053,421	0,0208	0,00595	1211,94	3708,5364	0,0138
ÉTAGE 5	12943,58	0,0077	1364,92	4176,6552	0,0239	0,00595	1638,7	5014,422	0,0154
ÉTAGE 4	16229,23	0,00805	1672,98	5119,3188	0,0255	0,00595	1997,12	6111,1872	0,0158
ÉTAGE 3	21693,6	0,0084	1937,68	5929,3008	0,0307	0,00595	2294,74	7021,9044	0,0184
ÉTAGE 2	24979,25	0,0084	2161,63	6614,5878	0,0317	0,00525	2542,52	7780,1112	0,0169
ÉTAGE 1	30566,03	0,0077	2345,07	7175,9142	0,0328	0,0049	2736,25	8372,925	0,0179
RDC	35293,93	0,0091	2480,3	10119,624	0,0317	0,0049	2884,96	11770,6368	0,0147
Sous Sol	40014,1	0,00385	2548,85	10399,308	0,0148	0,0021	2967,57	12107,6856	0,0069

### Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\Theta \leq 0,1$ .

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants  $V_x$  et  $V_y$  et le poids  $P$  par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

Pour Vx :

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → Building Output

→ Table: Story Shears → on définit la combinaison Ex on cliquant sur : 2 fois OK

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERRASSE	EX	Top	0,00	558,75	0,00	4799,651	0,000	0,000
TERRASSE	EX	Bottom	0,00	558,75	0,00	4799,651	0,005	1709,789
ET6	EX	Top	0,00	997,85	0,00	8544,935	0,005	1709,789
ET6	EX	Bottom	0,00	997,85	0,00	8544,935	0,006	4725,474
ET5	EX	Top	0,00	1364,92	0,00	11708,930	0,006	4725,474
ET5	EX	Bottom	0,00	1364,92	0,00	11708,930	0,007	8811,015
ET4	EX	Top	0,00	1672,98	0,00	14404,117	0,007	8811,015
ET4	EX	Bottom	0,00	1672,98	0,00	14404,117	0,005	13791,479
ET3	EX	Top	0,00	1937,68	0,00	16755,737	0,005	13791,479
ET3	EX	Bottom	0,00	1937,68	0,00	16755,737	0,002	19520,683
ET2	EX	Top	0,00	2161,63	0,00	18790,694	0,002	19520,683
ET2	EX	Bottom	0,00	2161,63	0,00	18790,694	0,002	25874,101
ET1	EX	Top	0,00	2345,07	0,00	20492,682	0,002	25874,101
ET1	EX	Bottom	0,00	2345,07	0,00	20492,682	0,002	32731,531
RDC	EX	Top	0,00	2480,30	0,00	21769,018	0,002	32731,531
RDC	EX	Bottom	0,00	2480,30	0,00	21769,018	0,002	42408,540
S.SOL	EX	Top	0,00	2548,85	0,00	22477,660	0,002	42408,540
S.SOL	EX	Bottom	0,00	2548,85	0,00	22477,660	0,001	52408,398

Pour Vy :

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERRASSE	EY	Top	0,00	0,00	677,53	9827,563	0,000	0,000
TERRASSE	EY	Bottom	0,00	0,00	677,53	9827,563	2073,235	0,002
ET6	EY	Top	0,00	0,00	1211,94	17619,619	2073,235	0,002
ET6	EY	Bottom	0,00	0,00	1211,94	17619,619	5756,972	0,003
ET5	EY	Top	0,00	0,00	1638,70	23926,018	5756,972	0,003
ET5	EY	Bottom	0,00	0,00	1638,70	23926,018	10679,478	0,002
ET4	EY	Top	0,00	0,00	1997,12	29276,349	10679,478	0,002
ET4	EY	Bottom	0,00	0,00	1997,12	29276,349	16626,324	0,004
ET3	EY	Top	0,00	0,00	2294,74	33793,105	16626,324	0,004
ET3	EY	Bottom	0,00	0,00	2294,74	33793,105	23417,915	0,004
ET2	EY	Top	0,00	0,00	2542,52	37625,553	23417,915	0,004
ET2	EY	Bottom	0,00	0,00	2542,52	37625,553	30899,108	0,001
ET1	EY	Top	0,00	0,00	2736,25	40706,982	30899,108	0,001
ET1	EY	Bottom	0,00	0,00	2736,25	40706,982	38919,397	0,004
RDC	EY	Top	0,00	0,00	2884,96	43140,802	38919,397	0,004
RDC	EY	Bottom	0,00	0,00	2884,96	43140,802	50178,892	0,004
S.SOL	EY	Top	0,00	0,00	2967,57	44571,325	50178,892	0,004
S.SOL	EY	Bottom	0,00	0,00	2967,57	44571,325	61806,090	0,004

Pour P :

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERRASSE	POIDS	Top	3501,99	0,00	0,00	0,000	27098,422	-45701,006
TERRASSE	POIDS	Bottom	4423,05	0,00	0,00	0,000	34052,425	-57720,839
ET6	POIDS	Top	7708,71	0,00	0,00	0,000	58893,184	-100598,601
ET6	POIDS	Bottom	8629,77	0,00	0,00	0,000	65847,187	-112618,434
ET5	POIDS	Top	11915,42	0,00	0,00	0,000	90687,946	-155496,196
ET5	POIDS	Bottom	12943,58	0,00	0,00	0,000	98450,554	-168913,684
ET4	POIDS	Top	16229,23	0,00	0,00	0,000	123291,313	-211791,446
ET4	POIDS	Bottom	17257,39	0,00	0,00	0,000	131053,921	-225208,934
ET3	POIDS	Top	20543,04	0,00	0,00	0,000	155894,680	-268086,696
ET3	POIDS	Bottom	21693,60	0,00	0,00	0,000	164581,408	-283101,504
ET2	POIDS	Top	24979,25	0,00	0,00	0,000	189422,167	-325979,266
ET2	POIDS	Bottom	26129,81	0,00	0,00	0,000	198108,895	-340994,074
ET1	POIDS	Top	29415,47	0,00	0,00	0,000	222949,654	-383871,836
ET1	POIDS	Bottom	30566,03	0,00	0,00	0,000	231636,382	-398886,644
RDC	POIDS	Top	33576,25	0,00	0,00	0,000	254390,453	-438170,103
RDC	POIDS	Bottom	35293,93	0,00	0,00	0,000	267358,937	-460585,827
S.SOL	POIDS	Top	38296,42	0,00	0,00	0,000	290171,858	-499768,277
S.SOL	POIDS	Bottom	40014,10	0,00	0,00	0,000	303140,342	-522184,001

### V.1.6 Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical

D'après le **RPA 99 version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0.05 L$ , doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :  $C_M$  : centre de masse.

$C_R$  : centre de rigidité.

On doit vérifier que :  $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

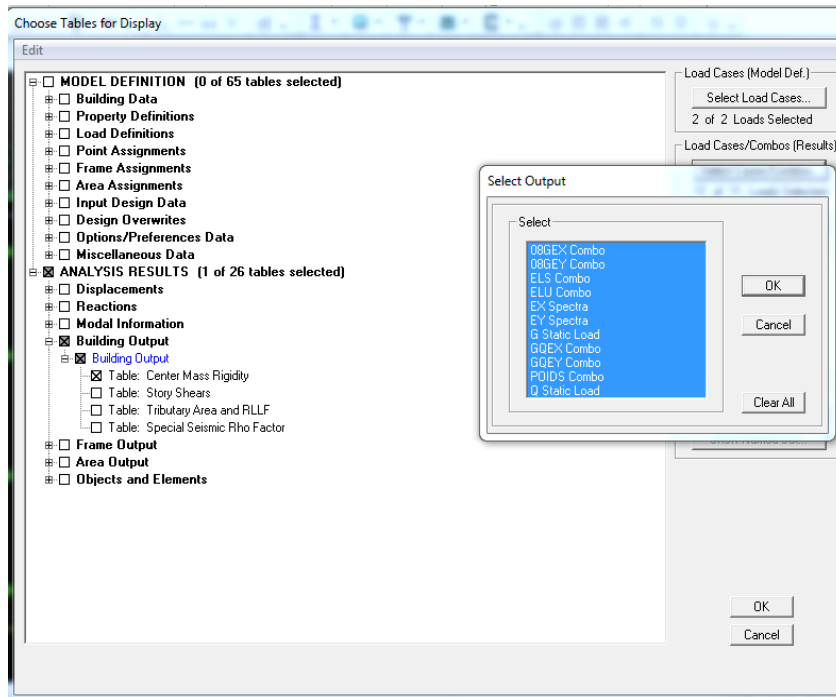
Pour déterminer les valeurs de  $C_M$  et  $C_R$  par logiciel ETABS, on suit l'étape suivante :

**Display** → **show tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cas es suivantes :

**ANALYSIS RESULTS** → **Building Output**.

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combos** → **Center Mass Rigidity** → **OK** → **OK**



On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (centre de gravité et centre de torsion) puis on effectue les calculs. Leur écartement est tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Conclusion
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	
Terrasse	13,05	7,579	13,05	7,557	0	0,022	1.305	0.76	CV
ÉTAGE 6	13,05	7,554	13,05	7,572	0	-0,018	1.305	0.76	CV
ÉTAGE 5	13,05	7,568	13,05	7,582	0	-0,014	1.305	0.76	CV
ÉTAGE 4	13,05	7,568	13,05	7,591	0	-0,023	1.305	0.76	CV
ÉTAGE 3	13,05	7,568	13,05	7,598	0	-0,03	1.305	0.76	CV
ÉTAGE 2	13,05	7,569	13,05	7,604	0	-0,035	1.305	0.76	CV
ÉTAGE 1	13,05	7,569	13,05	7,608	0	-0,039	1.305	0.76	CV
RDC	13,05	7,569	13,05	7,61	0	-0,041	1.305	0.76	CV
Sous Sol	13,05	7,717	13,05	7,61	0	0,107	1.305	0.76	CV

**Conclusion**

On remarque que la condition de l'effet de torsion est vérifiée pour tous les étages dans le sens X-X et dans le sens Y-Y.

**CHAPITRE VI**  
**FERRAILLAGE DES ELEMENTS**

## VI.1 Ferrailage des poteaux

### VI.1.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis un effort  $N$  et à un moment fléchissant  $M$ , qui sont extraits à partir de logiciel (ETABS). Ils sont donc calculés en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

Pour les moments correspondants on prendra le max de  $M_y$  et  $M_z$  ; quand à l'effort  $N$  il correspond à  $F_x$  dans ETABS.

### Les caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle :

Situation	$\theta$	Béton			Aciers		
		$\gamma_b$	$F_{c28}(\text{MPa})$	$F_{bu}(\text{MPa})$	$F_c(\text{MPa})$	$\gamma_s$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	0.85	1.5	25	14.2	400	1.15	348
Accidentelle	1	1.15	25	18.48	400	1	400

### VI.1.2. Combinaison de calcul :

D'après le RPA 99 Version 2003 et BAEL 91 modifié 99 Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données comme suite :

- Situation durable à l'ELU selon BAEL91 modifiée 99 :  $1.35 G + 1.5 Q \dots \dots \dots (1)$
- L'ELS :  $G + Q \dots \dots \dots (2)$
- Situation accidentelle (article 5.2) selon le RPA99 version 2003 :
- $G + Q \pm E \dots \dots \dots (3)$
- $0.8 G \pm E \dots \dots \dots (4)$

**VI.1.3. Recommandation du RPA 99version 2003 :**

- **Armatures longitudinales**

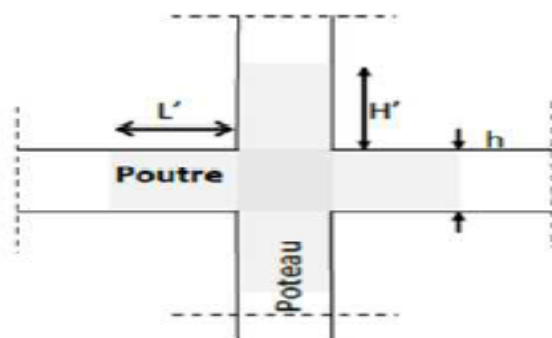
D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.1) :

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:
- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.
  - Le diamètre minimal est de 12mm.
  - La longueur de recouvrement est  $L_r = 40 \phi_L$  en zone **IIa**
  - La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25cm en zone **IIa**

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{min}=0,008 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{max}=0,06 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courante $A_{max}=0,04 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )
Poteaux (45x50)	18	135	90
Poteaux (40x45)	14.4	108	72
Poteaux (35x40)	11.2	84	56
Poteaux (30x35)	8.4	63	42

**Tableau VI.1.1** Armatures longitudinales des poteaux recommandées par le RPA.

**Délimitation de la zone nodale**



$$H' = \max \{ h_c/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \}$$

- Pour: les poteaux de Sous-sol et RDC (45x50) :  $H'=\{408/6, 50, 60\}=68\text{cm}$
- les poteaux des étages courantes (40x45) :  $H'=\{306/6, 45, 60\}=60\text{cm}$
- les poteaux (35x40) :  $H'=\{306/6, 40, 60\}=60\text{cm}$
- les poteaux (30x35) :  $H'=\{306/6, 35, 60\}=60\text{cm}$

$$L'=2 \times h$$

Pour les poutres (30x40) :  $L'=2 \times 40=80\text{cm}$

#### VI.1.4.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

##### - Exposé de la méthode de calcul

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

##### a- Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

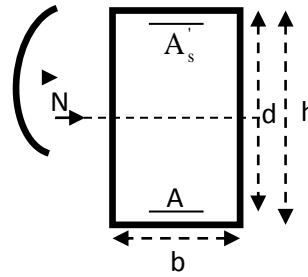
$$N_u(d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

$N_u$  : effort de compression.

$M_f$  : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$



**Détermination des armatures**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:  $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

➤ **1<sup>er</sup> cas :**

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée. ( $A' = 0$ )

- Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- Armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \rightarrow \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ **2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée. ( $A' \neq 0$ )

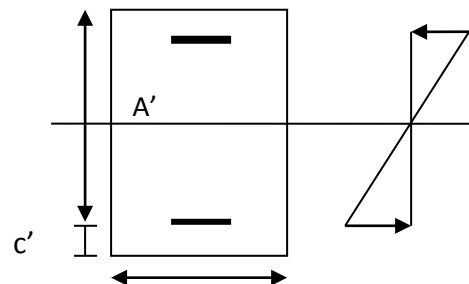
On calcul:  $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\left\{ \begin{aligned} A_1 &= \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A' &= \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{aligned} \right.$$



La section réelle d'armature :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{array} \right.$$

**b- Section entièrement comprimée (SEC)**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left[0.337h - 0.81 \frac{c}{h}\right] bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

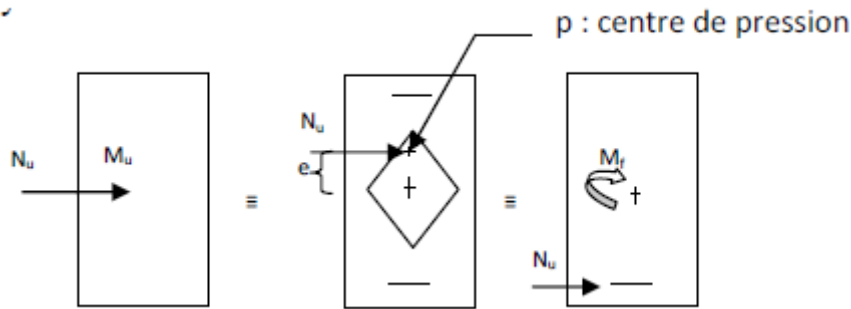


Figure .VI.1.1: Schéma de calcul en flexion composée (SEC).

➤ **1er cas**

Si  $N_u(d - c') - M_f \geq \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$  → la section est doublement armée.

$A_2 > 0$  et  $A_1' > 0$

– **La section d'armature :**

$$A_1' = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

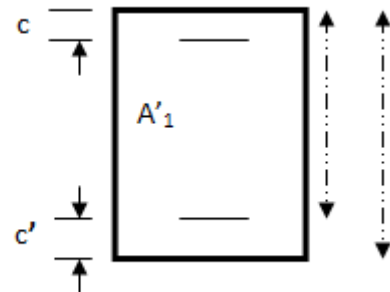
$$A_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

**2<sup>ème</sup> cas**

Si  $N_u(d - c') - M_f < \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$

→ la section est simplement armée.

$A_2 > 0$  et  $A_1' = 0$



$$A_2 = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

➤ **Les efforts internes dans les poteaux :**

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [kN]	M [kN.m]
Sous-sol ; RDC	45 × 50	N <sup>max</sup> – M <sup>corres</sup>	ELU	1612,58	1,498
		N <sup>min</sup> – M <sup>corres</sup>	0.8G-EX	859,96	3,777
		N <sup>corres</sup> – M <sup>max</sup>	G+Q-EX	142,3	65,7
1 <sup>er</sup> étage ; 3 <sup>ème</sup>	40 × 45	N <sup>max</sup> – M <sup>corres</sup>	ELU	1210,81	5,07
		N <sup>min</sup> – M <sup>corres</sup>	0.8G-EX	305	5,603
		N <sup>corres</sup> – M <sup>max</sup>	G+Q-EX	338,58	82,184
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	35 × 40	N <sup>max</sup> – M <sup>corres</sup>	ELU	679,38	6,447
		N <sup>min</sup> – M <sup>corres</sup>	0.8G-EX	32,84	5,706
		N <sup>corres</sup> – M <sup>max</sup>	G+Q-EX	120,46	75,071
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	30 × 35	N <sup>max</sup> – M <sup>corres</sup>	ELU	358,32	5,91
		N <sup>min</sup> – M <sup>corres</sup>	0.8G-EX	22,18	0,859
		N <sup>corres</sup> – M <sup>max</sup>	G+Q-EX	39,91	60,396

**Tableau.VI.1.2 :** Efforts internes dans les poteaux.

**Remarque**

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- Zone 1 : sous-sol + RDC.
- Zone 2 : 1<sup>er</sup> étage + 2<sup>ème</sup> + 3<sup>ème</sup> étage.
- Zone 3 : 4<sup>ème</sup> + 5<sup>ème</sup> étage.
- Zone 4 : 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage.

➤ **Calcul du ferrailage des poteaux**

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **SOCOTEC** ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	N [kN]	M [kN.m]	Nature	$A_{inf}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	$A_{adopté}$ [cm <sup>2</sup> ]
Sous-sol ; RDC	45 × 50	$N^{max} - M^{corres}$	1612,58	1,498	SEC	0	0	18	4HA20+4HA16	20.60
		$N^{min} - M^{corres}$	859,96	3,777	SEC	0	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	142,3	65,7	SPC	0	2,07			
1 <sup>er</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	40 × 45	$N^{corres} - M^{max}$	338,58	82,184	SPC	0	2,21	14.4	4HA16+4HA16	16.09
		$N^{min} - M^{corres}$	679,38	6,447	SEC	0	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	32,84	5,706	SPC	0	0			
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	35 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	120,46	75,071	SEC	0	4,59	11.2	4HA14+4HA14	12.31
		$N^{min} - M^{corres}$	358,32	5,91	SEC	0	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	22,18	0,859	SPC	0	0			
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage.	30 × 35	$N^{max} - M^{corres}$	39,91	60,396	SEC	0	6,59	8.4	4HA12+4HA12	9.05
		$N^{min} - M^{corres}$	1612,58	1,498	SEC	1,62	1,98			
		$N^{corres} - M^{max}$	859,96	3,777	SPC	0	0			

### VI.1.5. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales

➤ **Selon BAEL91 modifier 99 (Art A8.1.3)**

• **Le diamètre**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t > \frac{\phi_l}{3} \quad (\text{Selon BAEL91 modifier 99/Art A8.1.3})$$

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit:  $\phi_t > 8 \text{ mm}$

Avec :

$\phi_l$  : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_c}$$

Avec :

**A<sub>t</sub>**: armatures transversales

**V<sub>u</sub>**: effort tranchant de calcul

**H<sub>e</sub>**: hauteur totale de la section brute

**S<sub>t</sub>**: espacement des armatures transversales

- **Espacement des armatures transversales «  $S_t$  »** Selon le RPA99 version 2003  
(Art 7.4.2.2)

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

**Dans la zone nodale**

$$S_t \leq \min(10\phi_1; 15 \text{ cm}) \rightarrow \text{Longitudinale}$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.2; 15 \text{ cm}) = \min(12; 15 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante

$$S_t \leq 15 \phi_1$$

$$S_t \leq 15 \phi_1 = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec :  $\phi_1 = 12 \text{ mm}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

**Conclusion**

On adopte :  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante

- **Coefficient correcteur «  $\rho$  »** : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

Tranchant :

$\rho = 2.5$  si l'élanement géométrique  $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$  si l'élanement géométrique  $\lambda_g < 5$

- **Calcul d'élanement géométrique**

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	$L_0$ (m)	$L_f = 0.7L_0$ (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	Coefficient correcteur « $\rho$ »
(45×50)	4.08	2.856	6.346	2.5
(40×45)	3.06	2.142	5.355	2.5
(35×40)	3.06	2.142	6.12	2.5
(30×35)	3.06	2.142	7.14	2.5

**Tableau VI.1.3** des valeurs de l'élanements géométrique  $\lambda_g$ .

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Effort tranchant Max à l'ELU (kN)	Effort tranchant Max à l'ELS (kN)
Sous-sol + RDC	<b>Zone 1</b> (45×50)	30.57	12.5
Du 1 <sup>er</sup> étage au 3 <sup>ème</sup> étage	<b>Zone 2</b> (40×45)	55.43	13.05
Du 4 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage.	<b>Zone 3</b> (35×40)	50.41	13.52
Du 6 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage.	<b>Zone 4</b> (30×35)	41.83	15.23

**Poteau (30×35) (étage 6+ étage 7) :**

$$\lambda_g = 7.14 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu: L'effort tranchant max Vu = 41.83kN

En zone nodale :  $S_t = 10$  cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_c} \times S_t = \frac{2.5 \times 41.83}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 74.69 \text{ mm}^2$$

En zone courante:  $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_c} \times S_t = \frac{2.5 \times 41.83}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 112.04 \text{ mm}^2$$

**Poteau (35×40) (étage 4-5)**

$$\lambda_g = 6.12 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu: L'effort tranchant max Vu = 55.43kN

En zone nodale :  $S_t = 10$  cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_c} \times S_t = \frac{2.5 \times 50.41}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 78.76 \text{ mm}^2$$

En zone courante :  $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_c} \times S_t = \frac{2.5 \times 50.41}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 118.14 \text{ mm}^2$$

**Poteau (40×45) (étage 1-3)**

$$\lambda_g = 5.355 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu: L'effort tranchant max Vu = 55.43kN

En zone nodale :  $S_t = 10$  cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 55.43}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 76.98 \text{ mm}^2$$

En zone courante :  $S_t = 15$  cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 55.43}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 115.47 \text{ mm}^2$$

**Poteau (45×50) Sous-Sol et RDC**

$$\lambda_g = 6.346 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

Vu: L'effort tranchant max Vu = 41.83kN

En zone nodale :  $S_t = 10$  cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 41.83}{500 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 52.28 \text{ mm}^2$$

En zone courante :  $S_t = 15$  cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 41.83}{500 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 78.43 \text{ mm}^2$$

**VI.2.6. Vérifications à l'ELU**

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2)**

$A_t = b.S_t$  en % est donnée comme suit :

- Si  $\lambda_g \geq 5$  la quantité d'armatures transversale est 0.3%
- si  $\lambda_g < 3$  la quantité d'armatures transversale est 0.8%
- si  $3 \leq \lambda_g < 5$  la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes

Poteaux	Hauteur	$L_f$	$\lambda_g$	$A_t^{min} [cm^2]$		$A_{adoptée} [cm^2]$	Observation
				Zone courante $St=15\text{ cm}$	Zone nodale $St=10\text{ cm}$		
45x50	408	285,6	6.346	2,025	1.35	3.14	Condition vérifiée
40x45	306	214,2	5.355	1.8	1.2	2.01	Condition vérifiée
35x40	306	214,2	6.12	1.575	1,05	2.01	Condition vérifiée
30x35	306	214,2	7.14	1,35	0.9	2.01	Condition vérifiée

### Conclusion

D'après le tableau ci-dessus,  $A_{tmin} < A_{choi}$

- Les armatures longitudinales des poteaux (**du 1<sup>er</sup> au 7<sup>ème</sup> étage**) seront encadrées avec un cadre de **HA8** de sections transversales (**4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>**) dans la zone courante et la zone nodale.
- Les poteaux (**sous-sol + RDC**) seront encadrées avec un cadre de **HA10** sections transversales (**4HA10 = 3.14cm<sup>2</sup>**) dans la zone nodale et dans la zone courante.
- **Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)**

La longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \phi_{l1}$

- ✓ Poteaux (45 × 50) :  $l_r = 40 \times 1 = 40\text{ cm}$ .
- ✓ Poteaux (40 × 45) :  $l_r = 40 \times 0.8 = 32\text{ cm}$ .
- ✓ Poteaux (35 × 40) :  $l_r = 40 \times 0.8 = 32\text{ cm}$ .
- ✓ Poteaux (30 × 35) :  $l_r = 40 \times 0.8 = 32\text{ cm}$ .

- **Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

Et :  $\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{—Pour les HA10: } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.273 \text{ cm}$$

– Pour les HA8:  $l_s = \frac{\emptyset f_c}{4\tau_{su}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.218 \text{ cm}$

➤ **Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2)**

on doit vérifier que:  $\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

$\rho_d = 0.075$  si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d = 0.04$  si  $\lambda_g \leq 5$

poteaux	$V_u$	b	d	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_b$	$\bar{\tau}$	Vérification $\tau_b \leq \tau_{bu}$
(45×50) sous-sol + RDC	30.57	45	42	6.346	0.075	0.013	1.875	Condition vérifiée
(40×45) du 1 <sup>er</sup> étage au 3 <sup>ème</sup> étage	55.43	40	37	5.355	0.075	0.037	1.875	Condition vérifiée
(35×40) du 4 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage.	50.41	35	32	6.12	0.075	0.045	1.875	Condition vérifiée
(30×35) du 6 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage.	41.83	30	27	7.14	0.075	0.051	1.875	Condition vérifiée

**VI.1.7. Vérification à L'ELS**

➤ **Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **Condition de non fragilité**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_S > A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_c} \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd$$

Avec :  $A_{\min}$  : section minimale d'aciers tendus

$f_{t28}$  : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

$f_c$  : contrainte limite élastique des aciers

$e_s$  : excentricité de l'effort normal à l'ELS

$d$  : hauteur utile

$A_s$  : la section d'armature longitudinale adopté.

Section	Effort normal $N_s \ll \text{kN} \gg$	Moment $M_s \ll \text{kN.m} \gg$	$e_s \ll \text{m} \gg$	$A_{\min}$	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	observation
Zone 1 (45×50)	$N_{\max}=1657.33$	$M_{\text{corr}}= 2.093$	0.0012	7.722	20.60	CV
	$N_{\min}=890.863$	$M_{\text{corr}}= 2.078$	0.0023	7.723		
	$N_{\text{corr}}=46.802$	$M_{\max}= 41.314$	0.882	8.183		
Zone 2 (40×45)	$N_{\max}=1286.05$	$M_{\text{corr}}=0.947$	0.0007	6.979	16.09	CV
	$N_{\min}= 733.99$	$M_{\text{corr}}=1.618$	0.0022	6.980		
	$N_{\text{corr}}= 12.826$	$M_{\max}= 46.236$	3.60	9.90		
Zone 3 (35×40)	$N_{\max}=1004.47$	$M_{\text{corr}}= 0.204$	0.0002	5.61	12.31	CV
	$N_{\min}=516.482$	$M_{\text{corr}}= 0.142$	0.0002	5.61		
	$N_{\text{corr}}=13.978$	$M_{\max}= 45.689$	3.26	8.02		
Zone 4 (30×35)	$N_{\max}=716.2$	$M_{\text{corr}}= 0.478$	0.0006	4.395	9.05	CV
	$N_{\min}=338.493$	$M_{\text{corr}}= 0.432$	0.0012	4.40		
	$N_{\text{corr}}=14.164$	$M_{\max}= 47.007$	3.31	6.837		

**Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99)**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$

Niveaux	Section	Ferrailage
Sous-sol + RDC	(45×50)	4HA20+4HA16
Du 1 <sup>er</sup> étage au 3 <sup>ème</sup> étage	(40×45)	4HA16+4HA16
4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup> étage	(35×40)	4HA14+4HA14
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup> étage	(30×35)	4HA12+4HA12

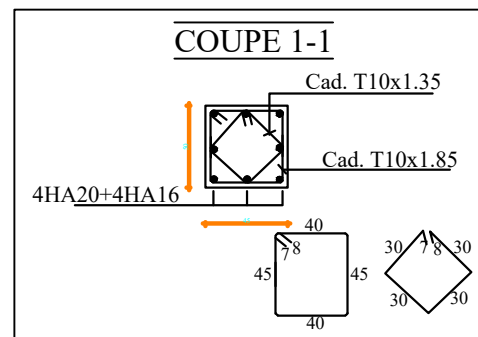
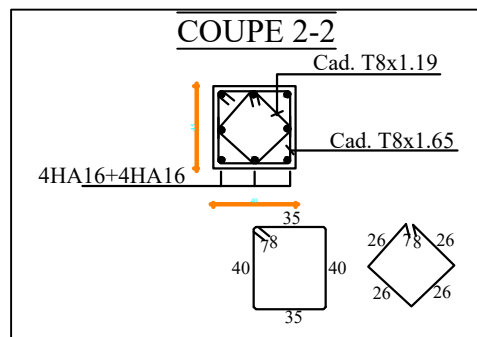
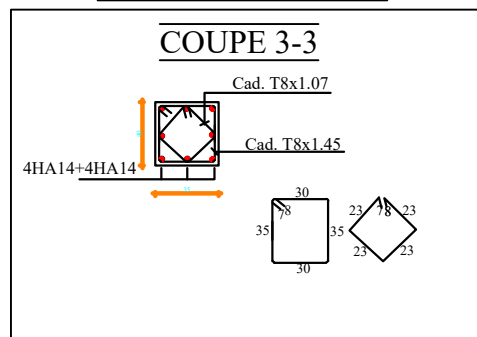
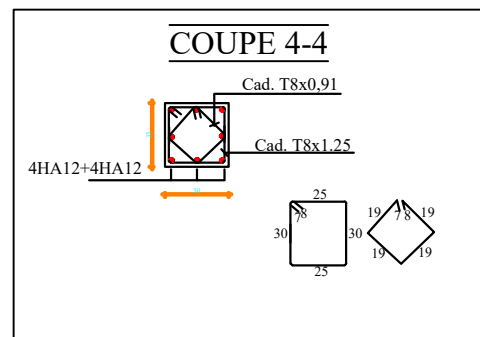
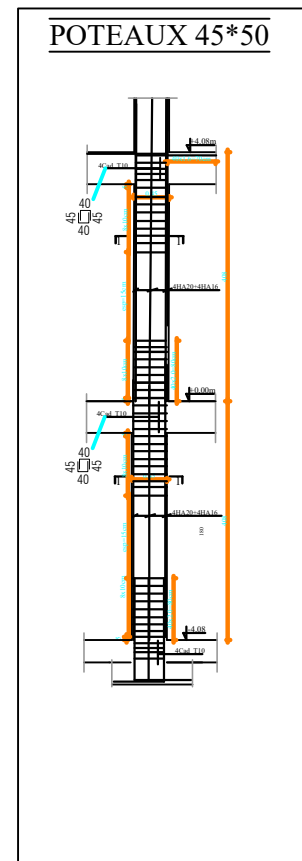
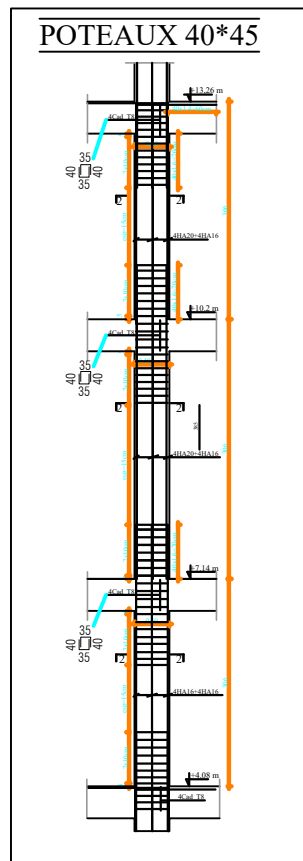
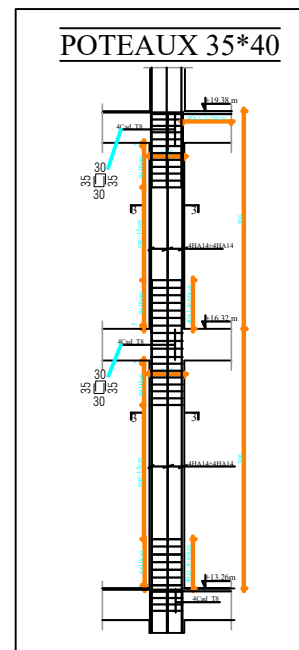
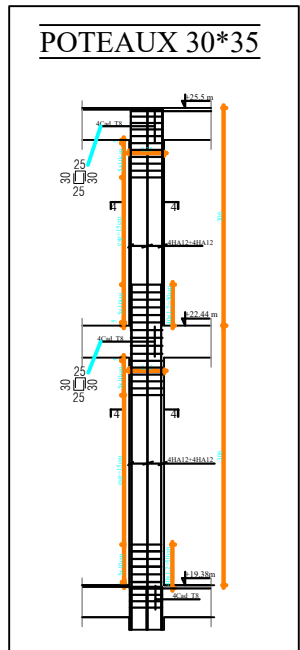
Tableau VI.1.4 récapitulatif des vérifications des contraintes calculées

**Conclusion**

Après les calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux et comme suit :

Niveau	Poteaux	$N_s$ Effort Normal (KN)		$M_s$ Moment (KN.m)		Etat des contrain	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$	$\sigma_{\text{acier}}^s$	$\sigma_{\text{acier}}^i$	$\sigma_{\text{acier}}^{\text{ad}}$	Observation
		$N_{\text{max}}$	$N_{\text{min}}$	$M_{\text{corr}}$	$M_{\text{max}}$								
S-SOL ⇒ RDC	45 x 50	$N_{\text{max}}$	1280	$M_{\text{corr}}$	2,816	SEC	6,57	6,38	15	98,4	95,9	348	Condition vérifiée
		$N_{\text{min}}$	197,89	$M_{\text{corr}}$	5,918	SEC	3,58	3,39	15	53,4	51	348	Condition vérifiée
		$N_{\text{corr}}$	918,52	$M_{\text{max}}$	37,222	SEC	2,83	0	15	33,3	-84,3	348	Condition vérifiée
2 <sup>ème</sup> ⇒ 3 <sup>ème</sup>	40 x 45	$N_{\text{max}}$	778,05	$M_{\text{corr}}$	7,619	SEC	6,35	6,25	15	95,2	93,8	348	Condition vérifiée
		$N_{\text{min}}$	87,17	$M_{\text{corr}}$	6,213	SEC	3,69	3,5	15	55,1	52,7	348	Condition vérifiée
		$N_{\text{corr}}$	440,53	$M_{\text{max}}$	16,749	SEC	3,84	0	15	43,2	-142,5	348	Condition vérifiée
4 <sup>ème</sup> ⇒ 5 <sup>ème</sup>	35 x 40	$N_{\text{max}}$	374,96	$M_{\text{corr}}$	9,963	SEC	6,14	6,1	15	92	91,6	348	Condition vérifiée
		$N_{\text{min}}$	22,65	$M_{\text{corr}}$	5,105	SEC	3,16	3,13	15	47,4	47	348	Condition vérifiée
		$N_{\text{corr}}$	94,86	$M_{\text{max}}$	18,33	SPC	5,8	0	15	5,8	-189,1	348	Condition vérifiée
6 <sup>ème</sup> ⇒ 7 <sup>ème</sup>	35 x 30	$N_{\text{max}}$	29,9	$M_{\text{corr}}$	0,824	SEC	5,86	5,74	15	87,7	86,3	348	Condition vérifiée
		$N_{\text{min}}$	12,49	$M_{\text{corr}}$	1,093	SEC	2,79	2,69	15	41,8	40,5	348	Condition vérifiée
		$N_{\text{corr}}$	29,73	$M_{\text{max}}$	2,801	SPC	9,23	0	15	93,3	-343,6	348	Condition vérifiée

Tableau VI.1.5 : ferrailage des poteaux



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: Mme Haddad-Malek.O	Ferrailage des poteaux	2021/2022
Etudié par: Melle RABHI Kenza Melle SAYAH Amal		

## VI.2 Ferrailage des poutres

### VI.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1, 35G + 1,5Q à l'ELU ; BAEL 91
- G + Q à l'ELS ; BAEL91
- G + Q ± E ; RPA99/Versión 2003
- 0,8G ± E ; RPA99/Version 2003

### VI.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003

#### 1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- ❖ Poutres principales :(30 × 40)
- ❖ Poutres secondaires : (30 × 35)

Section	0,5% b h (cm <sup>2</sup> )	4% b h (cm <sup>2</sup> )	6% b h (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale 30×40</b>	6	48	72
<b>Poutre secondaire30×35</b>	5.25	35	52,5

#### 2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \rightarrow \text{En zone nodale.} \\ s_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

Avec :

$\phi$  Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

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

### VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales

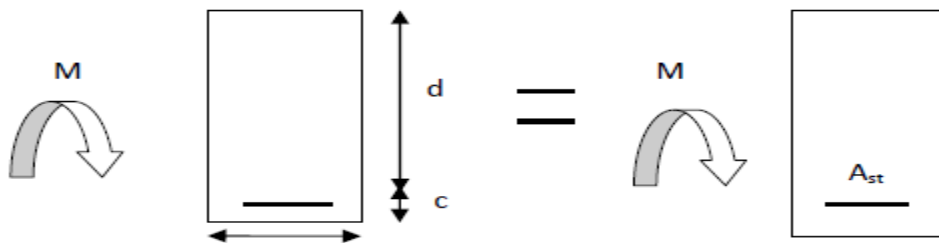
Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \text{ Avec } f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ Si } t \geq 24h \\ \theta = 0,9 \text{ Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 \text{ Si } t \leq 1h \end{array} \right.$$

#### ➤ 1er cas



Si  $\mu < \mu_1 = 0,392$   $\longrightarrow$  Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

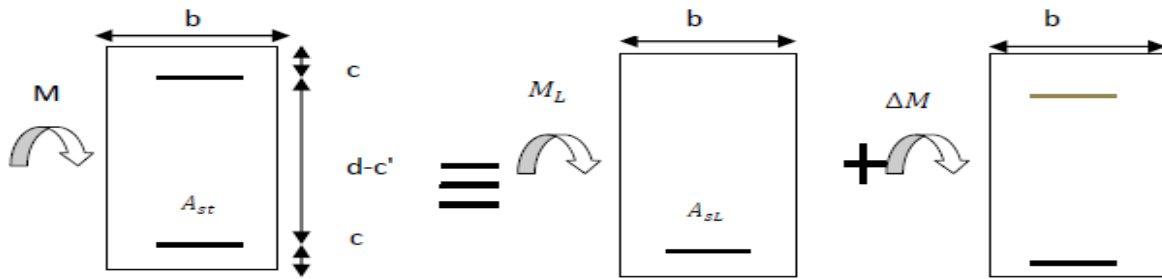
La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

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

**d** : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

➤ 2<sup>ème</sup> cas



$\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.

$$A_{st} = A_{SL} + A_{S2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{SC} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

**M<sub>u</sub>** : Moment sollicitant.

**M<sub>e</sub>** : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

**Remarque**

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	$f_{c28}$ [MPa]	$f_e$ [MPa]	$f_{bu}$ [MPa]	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$\sigma_{st}$ [MPa]
Situation accidentelle	25	400	21,74	1,15	1	0,85	400
Situation courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

**Tableau VI.2.1** Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

**Exemple de calcul**

**1-Poutres principales(30 × 40)**

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{74.94 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,128 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,128 \longrightarrow \beta = 0,931$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{74.94 \times 10^3}{0,931 \times 37 \times 348} = 6.25[\text{cm}^2]$$

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{108.76 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,186 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,186 \longrightarrow \beta = 0,896$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{108.76 \times 10^3}{0,896 \times 37 \times 348} = 9.43 [\text{cm}^2]$$

Poutre principale	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ	obs	β	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	74.94	0.128	SSA	0.931	6.25	3HA14(fil)+3HA12(renf)	8.01
Aux appuis	108.76	0,186	SSA	0,896	9.43	3HA14(fil)+3HA16(chap)	10 ,65

**2-Poutre secondaires(30 × 35)**

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{41.91 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,096 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,096 \longrightarrow \beta = 0,949$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40,91 \times 10^3}{0,949 \times 32 \times 348} = 3,87 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{54,44 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,124 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,124 \longrightarrow \beta = 0,934$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{54,44 \times 10^3}{0,934 \times 32 \times 348} = 5,23 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Poutre secondaires	$M_{\max}$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	41.91	0,096	SSA	0,949	3.87	3HA14	4.62
Aux appuis	54.44	0,124	SSA	0,934	5.23	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88

## VI.2.4 Vérification des armatures longitudinales

### A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

#### 1. Poutres principales PP

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Aux appuis

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,34 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{\min}(\text{RPA}) = 4,375 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- En travée

$$A_{\text{adoptée}} = 8,01 > A_{\min} = 1,34 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Poutres secondaires PS :**

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = \mathbf{0,966 \text{ cm}^2}$$

- **Aux appuis**

$$A_{\text{adoptée}} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,966 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 8,01 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 4,375 [\text{cm}^2]$$

- **En travée :**

$$A_{\text{adoptée}} = 6,88 > A_{\text{min}} = 0,966 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**B) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)****1. Poutres principales PP**

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$  Avec :  $T_u^{\text{max}} = 94.51 [\text{KN}]$  effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{94.51 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.851 [\text{MPa}]$$

$$\diamond \quad \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 [\text{MPa}] \right) \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 [\text{MPa}])$$

$$\tau_u = 0.851 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 3,33 [\text{MPa}] \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Poutres secondaires PS**

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$  Avec :  $T_u^{\text{max}} = 40.55 [\text{kN}]$  effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{40.55 \times 10^3}{300 \times 320} = \mathbf{0.422 [\text{MPa}]}$$

$$\diamond \quad \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 [\text{MPa}] \right) \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 [\text{MPa}])$$

$$\tau_u = 0,422 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 3,33 [\text{MPa}] \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**C) Influence de l'effort tranchant****1. Poutres principales PP**

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$T_u = \frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 370 \times 300 = \mathbf{666 [\text{kN}]}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 94.51 \text{ [kN]} < 666 \text{ [kN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left( T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0,9 \times d} \right) > 0$$

$$\left( T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0,9 \times d} \right) = \left( 94.51 - \frac{108.76}{0,9 \times 0,37} \right) = -232.096 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

## 2. Poutres secondaires PS

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 320 \times 300 = 645.12 \text{ [kN]}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 40.55 \text{ [kN]} < 645.12 \text{ [kN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left( T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0,9 \times d} \right) > 0$$

$$\left( T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0,9 \times d} \right) = \left( 40.55 - \frac{54.44}{0,9 \times 0,32} \right) = -148.48 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

## D) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A.6.1. 3 BAEL91)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\text{amax}}}{0,9d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

### 1. Poutres principales PP

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 1.6 + 3 \times 3.14 \times 1.6 = 30.144 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{94.51 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 301.44} = 0.94 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 0.94 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## 2. Poutres secondaires PS

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 2 \times 3,14 \times 1,2 = 20,75 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{40,55 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 207,5} = \mathbf{6,78 \text{ [MPa]}}$$

$$\tau_{se} = 0,67 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]}$$

**Condition vérifiée.**

### E) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ [MPa]}$$

- Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ [cm]}$
- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ [cm]}$
- Pour les  $\emptyset_{16}$  :  $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ [cm]}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à  $\mathbf{0,4l_s}$ , pour les aciers **HA**.

- Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $L_a = 16,932 \text{ [cm]}$
- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_a = 19,75 \text{ [cm]}$
- Pour les  $\emptyset_{16}$  :  $L_a = 22,576 \text{ [cm]}$

### F) Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}, \emptyset_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1; 1,2; 2,5) = 1 \text{ [cm]}$$

$\emptyset_1$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

on prend  $\emptyset = \mathbf{8 \text{ [mm]}}$

On choisira un cadre + un étrier soit  $\emptyset = \mathbf{8 \text{ [mm]}}$

## ❖ Espacement d'armatures

## • Poutres principales

## ➤ Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 14.4) \text{ Soit : } S_t = 10 [\text{cm}]$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b \quad (\text{Art 7.5.2.2RPA/version 2003})$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 [\text{cm}^2]$$

$$\text{➤ Zone courante } S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \quad S_t \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 [\text{cm}]$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 [\text{cm}^2]$$

## Poutres secondaires

## ➤ Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) S_t \leq \longrightarrow \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,4\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 16.8) \text{ Soit : } S_t = 10 [\text{cm}]$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 [\text{cm}^2]$$

## ➤ Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \longrightarrow S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 [\text{cm}]$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 [\text{cm}^2]$$

## G) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) [\text{cm}] \end{array} \right.$$

**h**: Hauteur de la poutre.

**b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>**: Dimensions du poteau.

**h<sub>e</sub>**: Hauteur entre nus des poteaux.

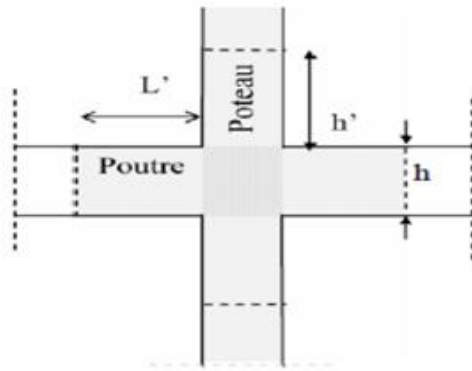


Figure VI.2.1 Délimitation de la zone nodale.

On aura :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60[\text{cm}]\right)$$

- Poutres principales :  $L' = 2 \times 40 = 80$  [cm]
- Poutres secondaires :  $L' = 2 \times 35 = 70$  [cm]

✓ **Remarque**

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

- **Armatures transversales minimales**
- **Poutres principales et poutre secondaire**

❖ **Zone nodale**

$$A_{t\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = \mathbf{0,9} \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\text{adop}} = 2,01[\text{cm}^2] > A_{t\min} = 0,9 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Zone courante**

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = \mathbf{1,35} \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\text{adop}} = 2,01[\text{cm}^2] > A_{t\min} = 1,35[\text{cm}^2] \quad \mathbf{0} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## VII.2.5 Vérification à L'ELS

### 1. Etat d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

## 2. Etat limite de compression du béton

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ❖ Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348[MPa]$
- ❖ Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15[MPa]$

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15[MPa]$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\beta_1$  Est en fonction de :  $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

( $\beta_1, K_1$ ) Sont tirer du tableau à l'ELS.

➤ **Poutre principale**

PP	$M_{\max}$ (KN.m)	$A_{st}$	$\rho$	$\alpha$	$\beta$	$K_1$	k	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	31.31	8.01	0.721	0,372	0,876	25.32	0.039	120.59	348	4.76	15	cv
Aux appuis	50.6	10.65	0.959	0.414	0,862	21.23	0.047	149.38	348	7.03	15	cv

## ➤ poutre secondaire

PP	$M_{\max}$ (KN.m)	$A_{st}$	$\rho$	$\alpha$	$\beta$	$K_1$	k	$\sigma_{st}$	$\overline{\sigma}_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	15.89	4.62	0,481	0,315	0,815	32.62	0,030	131.87	348	4.04	15	cv
Aux appuis	22.18	6.03	0.628	0,351	0,883	27.73	0,036	130.17	348	4.69	15	cv

## VII.2.6 Vérification de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens .BAEL99 (art.6.5.2)

$$f_{ETABS} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

## ➤ sens des poutres principales

$$0,1[\text{cm}] < \frac{455}{500} = 0,91[\text{cm}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ➤ sens des poutres secondaires

$$0,037[\text{cm}] < \frac{460}{500} = 0,92[\text{cm}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VI.3.1 Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

### VI.3.2 Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \dots L'ELU \\ G+Q \dots\dots\dots L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA99/ Version 2003}$$

### VI.3.3 Ferrailage des voiles

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

- Zone 1 : sous-sol + RDC.
- Zone 2 : 1er étage + 2ème + 3ème étage.
- Zone 3 : 4ème + 5ème étage.
- Zone 4 : 6ème et 7ème étage.

### VI.3.4 Exposé de la méthode

$$\text{Calcul de l'excentricité : } e = \frac{M}{N}$$

#### Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**) et (**M**).

**a-Calcul des contraintes**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier  $\Rightarrow V = V' = L_{\text{voile}}/2$

Avec : B= L.e

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

I : Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

**b-Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue**

$$L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} \times L_{\text{voile}}$$

L<sub>t</sub> : Longueur de la zone tendue.

**c-Calcul des efforts normaux**

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2}$$

**d-Armatures verticales :(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)**

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B(\text{RPA version 2003 Art 7.7.4.1})$$

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

#### **e-Armatures horizontales (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\emptyset$  et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

#### **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9}$$

**/Version 2003.**

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

#### **f-Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**j- Armatures de coutures** Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1,4 \times V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### h- Les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

### i-Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e, 30\text{cm}\}$$

Avec :  $e = 25\text{cm}$  : épaisseur du voile.

$$S_t \leq 1.5e$$

$$S_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{37.5 ; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

### g-Longueur de recouvrement (Art : 7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ❖  $40 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖  $20\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

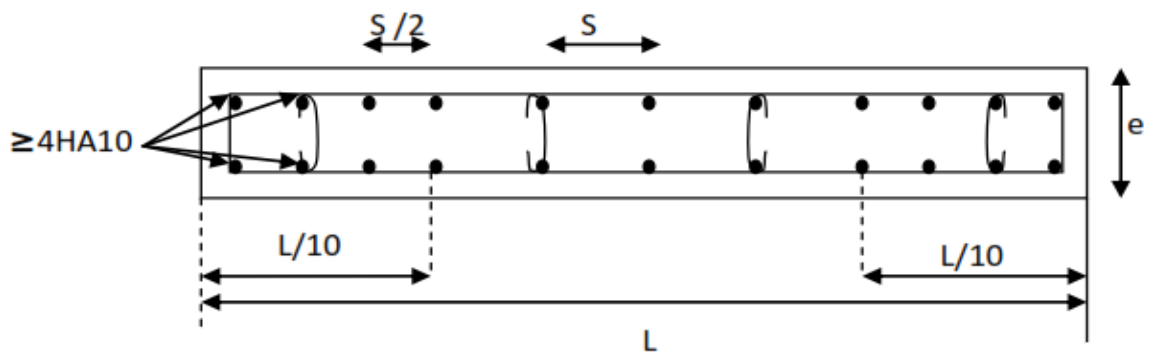
**k-Diamètre maximal**

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

**L-Pourcentage minimal des armatures**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone courante.



**Figure VI.3.1** : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**VI.3.4 Vérification à L'ELS****1- Contrainte du béton à l'ELS**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15A_{\text{vadp}}}$$

Avec :

$N_{t \max}$  : effort normal max appliqué

B : section de béton

$A_{\text{vadp}}$  : section d'armatures adoptée

## 2- Contrainte de cisaillement

✓ D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V_u}{L \times e \times 0,9}$$

L : Longueur du voile

e : épaisseur du voile

✓ D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0,9}$$

Avec

$\tau_u$ : La contrainte de cisaillement

Pour la fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}\right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

### VI.3.5 Exemple de calcul de voile

#### 1- Caractéristiques géométriques

##### Zone I: VT1 Zone I

$$L = 2,00 \text{ m} , \quad e = 0,20 \text{ m} , \quad B = 0,4 \text{ m}^2 , \quad I = 0,133 \text{ m}^4$$

$$V = \hat{V} = \frac{L}{2} = 1 \text{ m.}$$

#### 2- Sollicitation de calcul

$$N_{\max} = -1754,21 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad M_{\text{corr}} = 19,01 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad T_{\text{corr}} = 31,968 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = -518,24 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad M_{\text{corr}} = 228,08 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad T_{\text{corr}} = 79,77 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 232,92 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad N_{\text{corr}} = -959,03 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad T_{\text{corr}} = 882,613 \text{ KN.m}$$

1<sup>er</sup> cas :  $N = N_{\max} = -1754,21 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-1754,21}{0,4} + \frac{19,01 \times 1}{0,133} = -4242,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{-1754,21}{0,4} - \frac{19,01 \times 1}{0,133} = -4528,10 \text{ KN/m}^2$$

**2<sup>ème</sup> cas :**  $N = N_{\min} = -518.24 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-518.24}{0.4} + \frac{228.08 \times 1}{0.133} = -415.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{-518.24}{0.4} - \frac{228.08 \times 1}{0.133} = -3006.20 \text{ KN/m}^2$$

**3<sup>ème</sup> cas :**  $M = M_{\max} = 232.92 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-959.03}{0.4} + \frac{232.92 \times 1}{0.133} = -650.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{-959.03}{0.4} - \frac{232.92 \times 1}{0.133} = -4144.48 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\max} < 0$  et  $\sigma_{\min} < 0 \Rightarrow$  Section entièrement tendu.

### 3. Calcul de $L_t$ :

$$L_t = \frac{L \times \sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} = 0 \text{ m (Parce que c'est une Section entièrement comprimée.)}$$

### 4- Détermination des efforts normaux :

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2} = 0 \text{ KN}$$

### 5-Calcul des armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_t}{\sigma_s} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{ji} = 1.1 \frac{1.4 \times V_u}{\sigma_s} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 31.968}{34.8} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v1} + A_{ji} = 0 + 1.41 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{\sigma_{st}}; 0.2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{2.1 \times 200 \times 20}{348}; 0.002 \times 200 \times 20\right)$$

$$A_{\min} = 12.07$$

$$A_v = \max\left(\frac{A_v}{2}; \frac{A_{\min}}{2}\right) = 6.03 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

	Ferrailage adoptée	Section total	Espacement
$A_{v \text{ adp}}$	2×7HA16	14.07	$S_t = 15\text{cm}$

Tableau VI.3.6 : Ferrailage adopté pour le voile longitudinal  $V_{T1}$ .

### 6-Calcul des armatures horizontales

Selon le **BAEL** :  $A_h \geq \frac{A_v}{4} = \frac{6.03}{4} = 1.5 \text{ cm}^2$

$$A_h = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12= 5.65 cm<sup>2</sup>/ml avec :  $S_t = 20\text{cm}$

### 7- Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003].

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles de **HA8/m<sup>2</sup>**.

### 8-Vérification à l'ELS

#### a- Espacement des barres

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 20\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### b- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15 \times A_{v \text{ adp}}} = 0\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c- Vérification au cisaillement**

➤ D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{1.4 \times 982.613}{2 \times 0.20 \times 0.9 \times 10^3} = 3.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{982.613}{2 \times 0.22 \times 0.9 \times 10^3} = 2.729 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour la fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}\right); 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.792 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

Voiles longitudinales de 2m

		Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement			
		N (kN)	M (kN.m)	Vu (kN)	COMB	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Lt (m)	Nt (kN)	As (cm <sup>2</sup> )	Aji (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Av / 2 (cm <sup>2</sup> )	Ami (cm <sup>2</sup> )	Av (cm <sup>2</sup> )	As/ml	Aadp (cm <sup>2</sup> )	Av <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ah (cm <sup>2</sup> )		At / ml		nodale	Courante
Zone I	S/SOL au RDC	2049,2	-0,52	3,71	ELU	4086,7	4110,04	0	0	0	0,14	0,14	0,07	10	5	11,13	7HA16	14,07	5 HA12	5,65	4 ep HA 8	10	15	
		293,22	1,83	7,28	08GEY MAX	666,78	506,09	0	0	0	0,32	0,32	0,16	10	5									
		424,81	240,52	73,66	08GEX MAX	107577,19	-105877,95	0,99	13340,10	383,33	3,25	386,59	193,29	10	194,84									
Zone II	1 <sup>er</sup> au 3 <sup>eme</sup> étage	1578,32	-1,27	8,88	ELU	3088,64	3224,63	0	0	0	0,34	0,34	0,17	10	5	5,57	7HA12	7,92	5 HA12	5,65	4 ep HA 8	10	15	
		258,45	54,32	7,73	08GEX MAX	3046,42	-2012,62	0,79	302,98	8,70	0,34	9,04	4,52	10	5,68									
		1049,9	107,12	46,75	GQEX MAX	32269,60	-28070	0,93	3752,95	107,84	2,06	109,91	54,95	10	59,06									
Zone III	4 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage	920	16,13	7,31	ELU	2550,43	1129,56	0	0	0	0,28	0,28	0,14	10	5	5	7HA12	7,92	5 HA12	5,65	4 ep HA 8	10	15	
		30,09	63,74	24,21	08GEX MAX	9357,40	-9237,04	0,99	1162,10	33,39	1,07	34,46	17,23	10	17,34									
		82,28	121,60	77,43	ELU	56885,30	-56556,18	0,99	7090,03	177,25	2,98	180,23	90,11	10	90,37									
Zone IV	6 <sup>eme</sup> au 7 <sup>eme</sup> étage	920	16,13	7,31	ELU	2550,43	1129,56	0	0	0	0,28	0,28	0,14	10	5	5	7HA12	7,92	5 H 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	
		30,09	63,74	24,21	08GEX MAX	9357,40	-9237,04	0,99	1162,10	33,39	1,07	34,46	17,23	10	17,34									
		82,28	121,60	77,43	ELU	56885,30	-56556,18	0,99	7090,03	177,25	2,98	180,23	90,11	10	90,37									

S	I	Y
0,4	0,13	1

Vérification des constructions					
$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
$\tau_b$	Observati	$\tau_u$	Observati	$\sigma_{bc}$	Observati
3,821	Condition vérifiée	2,729	Condition vérifiée	8,296	Condition vérifiée
1,129	Condition vérifiée	0,806	Condition vérifiée	8,976	Condition vérifiée
0,846	Condition vérifiée	0,604	Condition vérifiée	7,641	Condition vérifiée
0,762	Condition vérifiée	0,545	Condition vérifiée	4,139	Condition vérifiée

Voiles longitudinales de 2.50m

		Solicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		
		N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Ld	Nt	As	Aji	As	Av / 2	Amin	Av	As / ml	Aadp	Avadp	Ah cm²	At / ml	nodale	Courante	
Zone I	S/SOL au RDC	-1801,3	13,02	19,20	ELU	-3540,10	-3665,10	0	0,00	0,00	0,85	0,85	0,42	15,09	6,03	14,65	SHA16	16,09	SHA12	5,65	4 ep HA S	10	15
		-476,07	341,03	291,79	08GMEY MAX	684,80	-2589,08	1,98	135,39	3,89	12,91	16,80	8,40	15,09	6,03								
		-1701,15	344,38	1655,72	GQEY MAX	-1749,28	-5055,32	0,00	0,00	0,00	73,27	73,27	36,64	15,09	14,65								
Zone II	1 <sup>er</sup> au 3 <sup>eme</sup> étage	-1489,08	2,64	18,55	ELU	-2965,49	-2990,83	0	0,00	0,00	0,82	0,82	0,41	15,09	6,03	6,03	SHA14	12,31	SHA12	5,65	4 ep HA S	10	15
		-375,26	151,22	270,31	08GEY MAX	-24,66	-1476,38	0,00	0,00	0,00	11,96	11,96	5,98	15,09	6,03								
		-959,34	221,04	537,47	GQEY MIN	-857,69	-2979,67	0,00	0,00	0,00	23,78	23,78	11,89	15,09	6,03								
Zone III	4 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage	-915,98	0,86	8,59	ELU	-1827,83	-1836,09	0	0,00	0,00	0,38	0,38	0,19	15,09	6,03	6,03	SHA12	9,05	SHA12	5,65	4 ep HA S	10	15
		-201,43	100,43	271,41	08GEY MAX	79,20	-884,92	1,01	8,00	0,23	12,01	12,24	6,12	15,09	6,03								
		-759,26	137,96	311,8	GQEY MIN	-856,31	-2180,73	0,00	0,00	0,00	13,80	13,80	6,90	15,09	6,03								
Zone IV	6 <sup>eme</sup> au 7 <sup>eme</sup> étage	-477,51	6,91	4,718	ELU	-921,85	-988,19	0	0,00	0,00	0,21	0,21	0,10	15,09	6,03	6,03	SHA12	9,05	SHA12	6,65	5 ep HA S	10	15
		-39,4	53,24	37,65	08GEY MAX	176,75	-334,35	0,72	12,72	0,37	1,67	2,03	1,02	15,09	6,03								
		-221,03	71,42	269,70	GQMEY MIN	-99,24	-784,88	0,00	0,00	0,00	11,94	11,94	5,97	15,09	6,03								

S	I	Y
0,5	0,26041	1.25

Vérification des constructions					
$\tau_b \leq \tau_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \tau_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
$\tau_b$	Observatio	$\tau_u$	Observatio	$\sigma_{bc}$	Observatio
3,679	Condition vérifiée	3,679	Condition vérifiée	7,448	Condition vérifiée
1,672	Condition vérifiée	1,194	Condition vérifiée	8,043	Condition vérifiée
0,970	Condition vérifiée	0,693	Condition vérifiée	6,723	Condition vérifiée
0,839	Condition vérifiée	0,599	Condition vérifiée	3,505	Condition vérifiée

Voiles transversales de 4.60m

		Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		
		N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm <sup>2</sup>	At / ml	nodale	Courante	
Zone I	S/SOL au RDC	-2622,45	112,36	293,562	ELU	-2718,99	-3044,63	0	0,00	0,00	12,99	12,99	6,50	27,46	6,03	13,79	SHA16	16,09	SHA12	5,65	4 ep HA 8	10	15
		88,65	112,96	360,26	08GMEX MAX	261,11	-66,27	0,92	24,05	0,69	15,94	16,63	8,32	27,46	9,03								
		-2131,53	788,79	4564,34	GQMEY MIN	-1199,30	-3485,38	0,00	0,00	0,00	125,52	125,52	62,76	27,46	13,79								
Zone II	1 <sup>er</sup> au 3 <sup>eme</sup> étage	-1970,06	210,45	399	ELU	-1859,94	-2469,86	0	0,00	0,00	17,66	17,66	8,83	27,46	6,03	10,57	SHA14	12,31	SHA12	5,65	4 ep HA 8	10	15
		-122,83	157,03	255,03	08GMEX MAX	92,57	-362,53	3,62	33,55	0,96	11,29	12,25	6,12	27,46	7,52								
		-932,35	667,3	2535,34	GQMEY MIN	-57,58	-1991,55	0,00	0,00	0,00	96,17	96,17	48,08	27,46	10,57								
Zone III	4 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage	-1068,13	68,88	97,245	ELU	-1073,96	-1273,58	0	0,00	0,00	4,30	4,30	2,15	27,46	6,03	6,03	SHA12	9,05	SHA12	5,65	4 ep HA 8	10	15
		-191,15	112,29	46,753	08GMEX MAX	-47,34	-372,77	0	0,00	0,00	2,07	2,07	1,03	27,46	6,03								
		-887,28	472,22	1106,90	GQMEY MIN	-290,74	-1659,33	0,00	0,00	0,00	48,98	48,98	24,49	27,46	6,03								
Zone IV	6 <sup>eme</sup> au 7 <sup>eme</sup> étage	-567,67	80,43	113,63	ELU	-507,26	-740,36	0	0,00	0,00	5,03	5,03	2,51	27,46	6,03	6,03	SHA12	9,05	SHA12	6,65	5 ep HA 8	10	15
		-55,98	134,02	71,28	08GMEX MAX	132,69	-255,72	0	0,00	0,00	3,15	3,15	1,58	27,46	6,03								
		-304,25	179,83	532,01	GQMEY MIN	-73,75	-594,93	0,00	0,00	0,00	23,54	23,54	11,77	27,46	6,03								

S	I	Y
0,91	1.5699	2.275

Vérification des constructions					
$f_b \leq f_{bd} = 5 \text{ MPa}$		$\tau_{vu} < \tau_{vu} = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
rb	Observatio	ru	Observatio	cbc	Observatio
3,344	Condition vérifiée	6,947	Condition vérifiée	8,805	Condition vérifiée
1,857	Condition vérifiée	9,390	Condition vérifiée	5,029	Condition vérifiée
0,811	Condition vérifiée	4,100	Condition vérifiée	6,501	Condition vérifiée
0,390	Condition vérifiée	1,970	Condition vérifiée	2,229	Condition vérifiée

Voiles longitudinales de 1m

		Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement			
		N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm <sup>2</sup>		At / ml		nodale	Courante
Zone I	S/SOL au RDC	-1089,25	38,39	78,04	ELU	-	-4294,55	-6597,95	0	0,00	0,00	3,45	3,45	1,73	6,03	6,03	13,51	SHA16	16,09	SHA12	5,65	4 ep HA 8	10	15
		539,63	37,88	75,35	OSGEX MAX	3834,55	1561,75	1,00	383,46	11,02	3,33	14,35	7,18	6,03	7,18									
		-142,8	104,46	278,36	GQMEX MAX	2419,80	-3847,80	0,61	148,56	4,27	12,32	16,59	8,29	6,03	13,51									
Zone II	1 <sup>er</sup> au 3 <sup>eme</sup> étage	-710,89	130,67	210,57	ELU	365,65	-7474,55	0,95	34,86	0,91	9,32	10,23	5,11	6,03	6,03	11,82	SHA14	12,31	SHA12	5,65	4 ep HA 8	10	15	
		208,23	64,2	78,41	OSGEX MAX	2967,15	-884,85	0,23	68,16	1,96	3,47	5,43	2,71	6,03	11,82									
		-710,7	130,69	210,57	GQMEX MAX	367,20	-7474,20	0,95	35,00	1,01	9,32	10,32	5,16	6,03	6,03									
Zone III	4 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage	-386,92	63,81	97,96	ELU	-20,30	-3848,90	0	0,00	0,00	4,34	4,34	2,17	6,03	6,03	6,03	SHA12	9,05	SHA12	5,65	4 ep HA 8	10	15	
		26,36	52,96	28,77	OSGEX MAX	1720,60	-1457,00	0,46	78,89	2,27	1,27	3,54	1,77	6,03	6,03									
		-367,83	57,86	177,28	GQMEX MAX	-103,35	-3574,95	0,00	0,00	0,00	7,85	7,85	3,92	6,03	6,03									
Zone IV	6 <sup>eme</sup> au 7 <sup>eme</sup> étage	-201,32	50,17	80,03	ELU	498,50	-2511,70	0,83	41,59	1,08	3,54	4,62	2,31	6,03	6,03	6,03	SHA12	9,05	SHA12	6,65	5 ep HA 8	10	15	
		26,77	44,64	18,32	OSGEX MAX	1473,05	-1205,35	0,45	66,29	1,90	0,81	2,72	1,36	6,03	6,03									
		-78,51	12,8	176,77	GQMEX MAX	-8,55	-776,55	0	0,00	0,00	7,82	7,82	3,91	6,03	6,03									

S	I	Y
0,2	0,1666	0.5

Vérification des constructions					
$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
$\tau_b$	Observatio	$\tau_u$	Observatio	$\sigma_{bc}$	Observatio
0,585	Condition vérifiée	0,418	Condition vérifiée	0,590	Condition vérifiée
0,443	Condition vérifiée	0,316	Condition vérifiée	3,834	Condition vérifiée
0,373	Condition vérifiée	0,266	Condition vérifiée	2,695	Condition vérifiée
0,372	Condition vérifiée	0,265	Condition vérifiée	0,575	Condition vérifiée

**CHAPITRE VII**  
**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## VII. 1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). On distingue donc deux types de fondation :

### 1. Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

### 2. Fondations profondes

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

## VII. 2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa capacité portante.
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.
- La raison économique.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

## VII. 3. Étude du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

## VII.4. Dimensionnement

### A) Semelles filantes

#### 1. Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- Avec :
- B : La largeur de la semelle.
  - L : Longueur de la semelle
  - G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré
  - $\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol
  - Surfaces des semelles filantes sous voiles

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	Longueur	Ns max (kN)	Largeur B(m)	S= L×B (m <sup>2</sup> )	Nombres	S totale (m <sup>2</sup> )
V1	2,00	648,35	1,62	3,24	4	12,97
V2	1,00	229,82	1,15	1,15	4	4,60
V3	4,30	661,31	0,77	3,31	2	6,61
V4	4,55	487,82	0,54	2,44	4	9,76

Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous voiles

## 2. Semelles filantes sous poteaux

### ▪ Etape de calcul

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure  $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la hauteur de la semelle :  $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$  avec :  $L$  distance entre nus des poteaux.
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
  - Si  $e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$  Répartition trapézoïdale.
  - Si  $e > \frac{L}{6} \rightarrow$  Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = q \left( \frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = q \left( \frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}}$

Poteaux	Nser (kN)	M (kN.m)	ei (m)	Nser × ei
11	984,53	-8,75	-7,55	-7433,20
12	1328,89	4,97	-3,00	-3986,67
13	739,54	0,00	0,00	0,00
14	1327,23	-4,98	3,00	3981,69
15	989,51	8,75	7,55	7470,80
Somme	5369,70	-0,02	/	32,62

**Tableau VII.2.** Résultante des charges sous poteaux.

On obtient :

- La charge totale transmise par les poteaux est :  $R = \sum N_i = 5461.09 \text{ kN}$
- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{L}{6} = \frac{15.1}{6} = 2.52 \text{ m} \\ e_i &= \frac{32.62 + 0.02}{5369.70} = 0.006 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_i = 0.0036 \text{ m} < e = 2.52 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{N_s \cdot \left(1 + \frac{3e}{L}\right)}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}; \text{ avec: } N_s = \sum N_{si} . \text{ D'où}$$

$$B \geq \frac{5369.70 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.006}{15.1}\right)}{200 \times 15.1} = 1.8 \text{ m}$$

-On prend : **B = 1.8m.**

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_{2\text{totale}} = 1.8 \times 15.1 \times 8 = 217.44 \text{ m}^2$$

c- Surface totale des semelles filantes :

$$S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 = 33.93 + 217.44 = 251.37 \text{ m}^2 = 63.78\%$$

de la surface totale de la structure (m<sup>2</sup>)

$$63.78\% \cdot S_{s.\text{filantes}} > 50\% S_{\text{Bâtiment}}$$

Il y a donc un risque de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

**B) Radier nervuré**

Le radier nervuré est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et voiles de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigidité en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

**Pré dimensionnement du Radier****Epaisseur de radier**

L'épaisseurs de la nervures de radier «  $h_n$  » doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Formule empirique :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_n \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm} \text{ On prend : } h_n = 30 \text{ cm}$$

avec :  $L_{\max}$  : distance entre deux nervures successifs ( $L_{\max} = 4.60 \text{ m}$ )

- **condition minimale d'épaisseur :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ ).

- **Selon les conditions forfaitaires :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{460}{8} \leq h_n \leq \frac{460}{5} \Rightarrow 57.5 \text{ cm} \leq h_n \leq 92 \text{ cm}$$

On prend :  **$h_n = 90 \text{ cm}$** .

- **Condition de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

- $L_e$  : Longueur élastique.
- $K$  : Module de raideur du sol, rapporte à l'unité de surface  $K= 40$  MPa
- $I$  : L'inertie de la section.
- $E$  : Module de déformation longitudinale déferée

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

- $L_{max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'ou : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.60\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.88 \text{ m} = 88 \text{ cm}$$

Donc le choix final :  $h_n=90$  cm

**Epaisseur de la dalle du radier**

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm Avec : une hauteur minimale de 25 cm.}$$

On prend :  $h_d= 30$  cm

**Epaisseur de la dalle flottante**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis})$$

$8 \text{ cm} \leq h_t \leq 10 \text{ cm}$  Soit :  $h_t=10$  cm

### Largeur de la nervure

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 90 \leq b_n \leq 0.7 \times 90 \Rightarrow 36\text{cm} \leq b_n \leq 63\text{cm}$$

On opte pour :  $b_n=60\text{ cm}$

### Conclusion

Les choix définitifs des dimensions de radier sont les suivantes :

- La hauteur de la nervure suivant les deux sens :  $h_n=90\text{cm}$ .
- Largeur de la nervure :  $b_n=60\text{cm}$ .
- La hauteur de la dalle de radier :  $h_d=30\text{cm}$ .
- Dalle flottante :  $h_f=10\text{cm}$

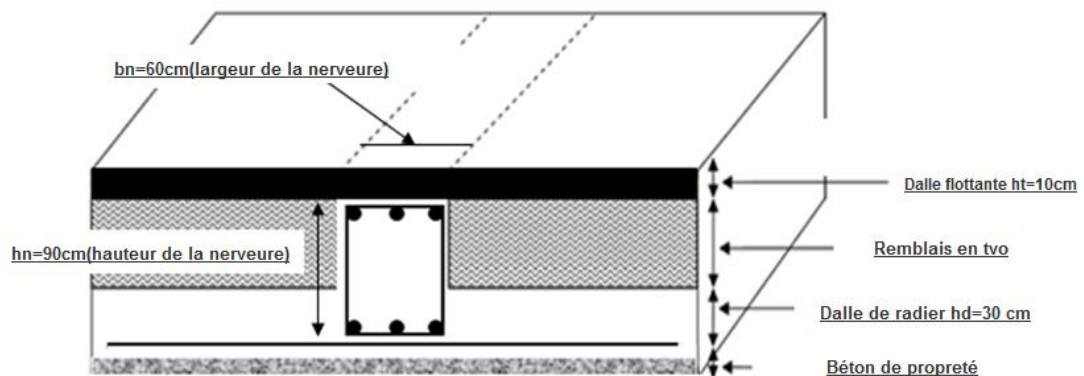


Figure VII.1. La coupe verticale de radier

### Détermination de la surface nécessaire du radier

#### Les charges

Charge permanente :  $G_{\text{batim}}=38616.02\text{ kN}$

Charge d'exploitation :  $Q_{\text{batim}}=6980.39\text{ kN}$

**Les combinaisons**

L'ELU :  $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 38616.02 + 1.5 \times 6980.39 = 79086.25 \text{ KN}$ .

L'ELS :  $G+N = 38616.02 + 6980.39 = 57614.06 \text{ KN}$ .

**La surface de radier**

$$\text{- Etat limite ultime : } S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{79086.25}{1.33 \times 200} = 297.31 \text{ m}^2$$

$$\text{- Etat limite de service : } S_{rad}^{ELS} = \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{57614.06}{200} = 288.07 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = \max ( S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS} ) = (297.31 ; 288.07) = 297.31 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 394.11 \text{ m}^2 > S_{radier} = 297.31 \text{ m}^2$$

**Remarque**

On remarque que la surface de bâtiment totale est supérieure à la surface nécessaire du radier dans ce cas on prévoit un débord minimale que nous imposent les règles de BAEL, il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \left( \frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \left( \frac{90}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit un débord de : } L_{deb} = 50 \text{ cm dans les 4 sens.}$$

$$\text{Donc on aura une surface totale de radier : } S_{radier} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$\text{Avec : } S_{deb} = 0.5 \times (15.1 + 26.1) \times 2 = 37.08 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où } S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 394.11 + 37.08 = 431.19 \text{ m}^2$$

**Calcul des sollicitations à la base de radier****➤ Poids propre du radier « G radier »**

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- Poids propre de la dalle du radier « G1 ».
- Poids propre des nervures « G2 ».
- Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) « G3 ».
- Poids propre de la dalle flottante « G4 ».

Eléments	Opérations	Applications numériques	Résultat (kN)
$G_1$	$[S_{\text{radier}} \times h_r] \times \rho_{\text{béton}}$	$431.19 \times 0.3 \times 25$	3233.925
$G_2$	$[b_n \times (h_n - h_r)] \times L_{\text{nervures}} \times \rho_{\text{béton}}$	$[(0.6 \times 0.7) \times 284.3] \times 25$	2985.15
$G_3$	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times (h_n - h_r)] \times \rho_{\text{remblai}}$	$[(431.19 - 148.98) \times 0.7] \times 17$	3358.299
$G_4$	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times h_d] \times \rho_{\text{béton}}$	$[(431.19 - 148.98) \times 0.1] \times 25$	705.52
$G_{\text{radier}}$	$\sum G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$	$3233.95 + 2985.15 + 3358.299 + 705.52$	<b>10282.89</b>

Tableau VII.3 : Détermination du poids propre du radier.

- **Surcharges d'exploitation du radier**

$Q_{s-s} = 4 \text{ kN/m}^2$  pris du **DTR**

$$Q_{\text{radier}} = Q_{SS} \times S_{\text{radier}} = 4 \times 431.19 = \mathbf{1724.76 \text{ kN}}$$

- **Charges et surcharges totales de la structure :**

$$G_{\text{total}} = G_{SS} + G_{\text{radier}} = 38616.02 + \mathbf{10282.89} = 48898.91 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{SS} + Q_{\text{radier}} = 6990.39 + \mathbf{1724.76} = \mathbf{8715.15 \text{ kN}}$$

- **Combinaisons d'actions :**

$$\text{A l'ELU: } N_u = 1.35G_{\text{total}} + 1.5Q_{\text{total}} = \mathbf{79086.25 \text{ kN}}$$

$$\text{A l'ELS: } N_s = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = \mathbf{57614.06 \text{ kN}}$$

**Vérification****- Vérification au cisaillement (A.5.1 ,211 du BAEL 99)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{cj}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5, 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = \text{cm} ; d = 0.9h_d =$$

$$V_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{79086.25 \times 1}{431.19} \times \frac{4.55}{2} = 417.27 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{417.27 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

**a. Stabilité au renversement (Art. 10.1.5 du RPA 99)**

Selon l'article, il faut que:  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

**- Sens X-X :**

$$e = \frac{52375.298}{79086.25} = 0.66 \text{ m} < \frac{26.1}{4} = 6.52 \text{ m}$$

**- Sens Y-Y :**

$$e = \frac{61626.495}{79086.25} = 0.77 \text{ m} < \frac{15.1}{4} = 3.77 \text{ m}$$

→ **La condition est vérifiée** dans les deux sens, il n'y a donc pas de risque de renversement.

**b. Vérification de la stabilité du radier**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \times h$$

$M_{j(k=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

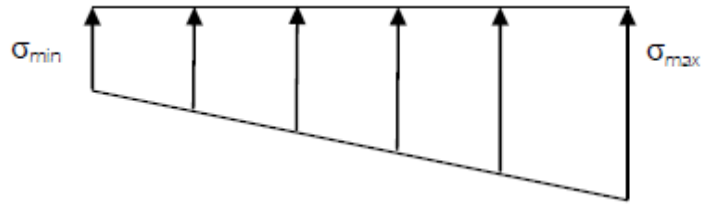
$T_{j(k=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$



➤ **Calcul du centre de gravité du radier**

Après un calcul manuel du moment d'inertie du panneau et la distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée on trouve les résultats suivants :

$$X_G = 13.05 \text{ m}$$

$$Y_G = 7.55 \text{ m}$$

$$I_{XX} = 22372.63 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 7488.41 \text{ m}^4$$

**Vérification à l'ELU**

**Sens X-X**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{79086.25}{431.19} + \frac{54668.075}{22372.63} \times 7.55 = 201.86 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{79086.25}{431.19} - \frac{54668.075}{22372.63} \times 7.55 = 164.97 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où: \sigma_m = \frac{(3 \times 201.86) + 164.97}{4} = 192.64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 192.64 \times 10^{-3} = 0.192 \text{ MPa} < 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.266 \text{ MPa}$$

→ **la condition est vérifiée.**

**Sens Y-Y**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{79086.25}{431.19} + \frac{64291.35}{7488.41} \times 13.05 = 295.45 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{79086.25}{431.19} - \frac{64291.35}{7488.41} \times 13.05 = 71.37 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où: \sigma_m = \frac{(3 \times 295.45) + 71.37}{4} = 239.43 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 239.43 \times 10^{-3} = 0.239 \text{ MPa} < 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.266 \text{ MPa}$$

→ **la condition est vérifiée.**

**Vérification à l'ELS****Sens X-X**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{57614.06}{431.19} + \frac{54668.075}{22372.63} \times 7.55 = 152.06 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{57614.06}{431.19} - \frac{54668.075}{22372.63} \times 7.55 = 115.17 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où: \sigma_m = \frac{(3 \times 152.06) + 115.17}{4} = 142.83 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 142.83 \times 10^{-3} = 0.142 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**Sens Y-Y**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{57614.06}{431.19} + \frac{64291.35}{7488.41} \times 13.05 = 245.66 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{57614.06}{431.19} - \frac{64291.35}{7488.41} \times 13.05 = 21.58 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où: \sigma_m = \frac{(3 \times 245.66) + 21.58}{4} = 189.63 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 189.63 \times 10^{-3} = 0.189 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

### ➤ Poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w$$

**Avec :**

- P : Poids total à la base du radier (P = 10828.89 kN).
- $F_s$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $F_s = 1.5$ ).
- $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ ).
- h : Profondeur de l'infrastructure (h = 1 m).
- S : Surface du radier (S = 431.19 m<sup>2</sup>).

**Donc :**

$$P = 10828.89 \text{ kN} > 1.5 \times 1 \times 431.19 \times 10 = 6467.85 \text{ kN}.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

### Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé son ferraillage sera calculé en utilisant les méthodes exposées dans le [B.E.A.L 91 modifiée 99].

### Ferraillage de la dalle du radier

La dalle du radier sera étudiée comme un panneau rectangulaire uniformément chargé reposant sur quatre cotés. On distingue deux cas :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}; L_x < L_y$$

**1<sup>er</sup> Cas :**  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens;

**2<sup>eme</sup> Cas :**  $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$  La dalle porte dans les deux sens ;

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}; L_x < L_y$$

**Remarque**

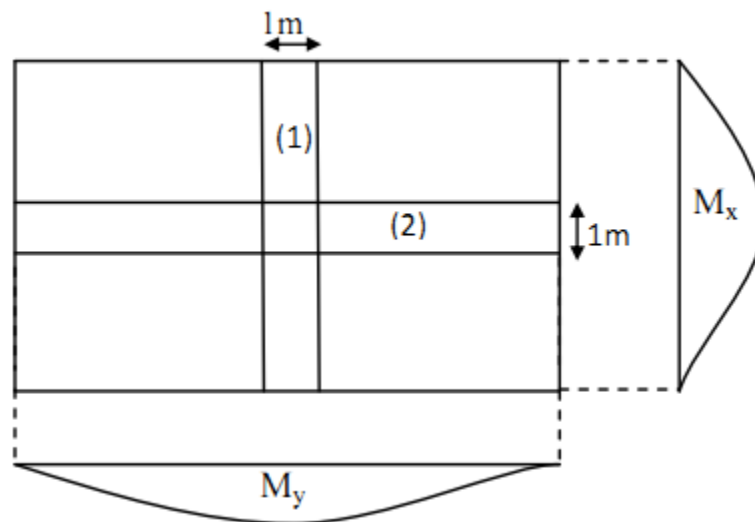
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement égale, afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures en Considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**Identification du panneau le plus sollicité**

$L_x=3 \text{ m}$  ;  $L_y= 4.6\text{m}$  donc :

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4.60} = 0.65 < 1 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens ;}$$

Dans ce cas on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91modifié99, on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la plus petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$ .
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$ .

Les coefficients  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD

**Remarque**

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$  qui est la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

	$\sigma_m$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_m$ (kN/m)
<b>ELU</b>	239.43	215.58
<b>ELS</b>	189.64	165.79

$$\text{A L'ELU: } q_m^u = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (239.43 - \frac{10282.89}{431.19}) \times 1\text{m} = 215.58\text{kN/ml.}$$

$$\text{A L'ELS: } q_m^s = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (189.64 - \frac{10282.89}{431.19}) \times 1\text{m} = 165.79 \text{ kN/ml}$$

- **Détermination des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  en fonction  $\nu$  et  $\rho_x$  :

$$\rho_x = 0.65 \quad ; \quad \nu = 0 \text{ (ELU)} \quad \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0746 \\ \mu_y = 0.369 \end{cases}$$

- **Calcul des moments  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$**

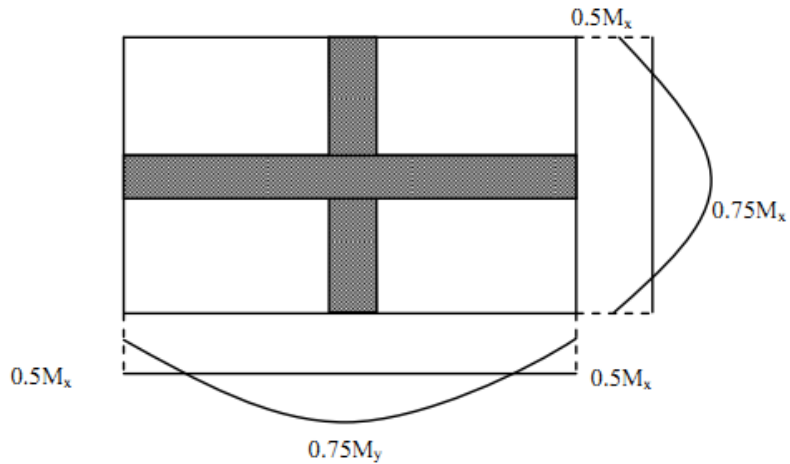
$$M_{0x} = 0.0746 \times 215.58 \times 3^2 = 144.74 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 0.369 \times 144.74 = 53.41 \text{ kN.m}$$

- **Correction des moments**

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments Isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,75**: pour les moments des travées intermédiaires,
- **0,50**: pour les moments sur appuis intermédiaires,



- ✓ Moments aux appuis :  $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 144.74 = 72.37 \text{ kNm} \\ M_y^a = 0.5 \times 53.41 = 26.70 \text{ kNm} \end{cases}$
- ✓ Moments en travées :  $\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 144.74 = 108.55 \text{ kNm} \\ M_y^t = 0.75 \times 53.41 = 40.05 \text{ kNm} \end{cases}$

**Calcul des armatures**

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

		Moments (kNm)	Valeur de $\mu$	Type de section	Valeur de $\beta$	Section d'armature A (cm <sup>2</sup> )	Section choisie Armatures A <sub>a</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Sens xx</b>	<b>Sur appuis</b>	72.37	0.068 < $\mu_1=0.392$	SSA	0.965	9.06	8HA14=12.31
	<b>En travée</b>	108.55	0.104 < $\mu_1=0.392$	SSA	0.945	12.22	9HA14=13.85
<b>Sens yy</b>	<b>Sur appuis</b>	26.70	0.026 < $\mu_1=0.392$	SSA	0.987	2.87	8HA14=12.31
	<b>En travée</b>	40.05	0.038 < $\mu_1=0.392$	SSA	0.981	4.34	9HA14=6.79

**Tableau VII.4.** Calcul de la section d'armatures.

Avec :  $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$  ;  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$ ;  $b=100 \text{ cm}$  ;  $d=27 \text{ cm}$ .

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{MPa} \text{ et : } \beta \text{ tiré dans les tableaux en fonction de } \sigma_{st} \text{ et } \mu.$$

**Vérifications à l'ELU**

- **Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91révisé 99]:**

Armatures parallèles au petit coté

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \frac{bd\omega_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x^{min} \geq \frac{100 \times 27 \times 0.0008(3 - 0.65)}{2} = 2.53 \text{cm}^2$$

Avec :

- $\omega_0$  : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6mm.
- $b=100\text{cm}$  ;  $d=27\text{cm}$  ;  $\rho=0.65$ .

Armatures parallèles au grand coté

$$\omega_y = \frac{A_y^{min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{mi} \geq \omega_0 bd = 0.0008 \times 27 \times 100 = 2.16 \text{cm}^2$$

		<b>A<sub>adoptée</sub></b>	<b>A<sub>min</sub></b>	<b>Observation</b>
Sens XX	Sur appuis	12.31	2.53	Condition vérifiée
	En travée	13.85	2.53	Condition vérifiée
Sens YY	Sur appuis	12.31	2.16	Condition vérifiée
	En travée	13.85	2.16	Condition vérifiée

**Tableau VII.5 :** vérification de la condition de non fragilité.

- **Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99]**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- La direction la plus sollicité x-x :  
 $St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{On prend: } S_t=25\text{cm;}$

- La direction moins sollicité y-y :  
 $S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow$  on prend:  $S_t = 25\text{cm}$ ;

**Vérification à L'ELS**

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$  et  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

Calcul des moments  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  à l'ELS

$$\rho_x = 0.65 ; \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0801 \\ \mu_y = 0.530 \end{cases}$$

- $M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0801 \times 165.79 \times 3^2 = 119.51 \text{ kN/m}$ .
- $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.530 \times 119.51 = 63.34 \text{ kN/m}$ .

Correction des moments

- ✓ Moments aux appuis :  $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 119.51 = 59.75 \text{ kN/m} \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 0.5 \times 63.34 = 31.67 \text{ kN/m} \end{cases}$
- ✓ Moments en travées :  $\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 119.51 = 89.63 \text{ kN/m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 63.34 = 47.50 \text{ kN/m} \end{cases}$

Calcul des contraintes

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		$M_s$ (KN/m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
Sens XX	Aux appuis	59.75	12.31	0.45	34.02	0.898	200.18	5.88	15	CV
	En travée	89.63	13.85	0.51	31.3	0.892	268.70	8.58		CV
Sens YY	Aux appuis	31.67	12.31	0.45	34.02	0.898	106.11	3.11		CV
	En travée	47.50	13.85	0.51	31.3	0.892	142.40	4.54		CV

**Tableau VII.6.** Calcul des contraintes.

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} \quad ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

;  $\beta_1$  et  $K_1$  tiré dans un tableau en fonction de  $\rho_1$ .

### Ferraillage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustrée dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

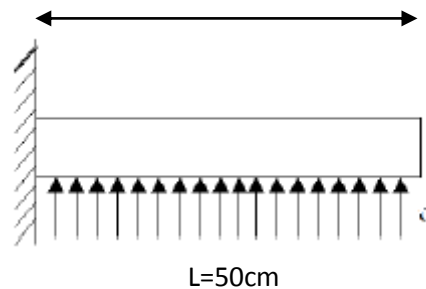


Figure VII.2. Schéma statique du débord

$$\text{A L'ELU: } M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-215.58 \times 0.5^2}{2} = -26.94 \text{ kN/m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{-165.79 \times 0.5^2}{2} = -20.72 \text{ kN/m}$$

#### ➤ Calcul des armatures

Armatures principales

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26.94 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0.026 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26.94 \times 10^6}{0.987 \times 270 \times 348} = 2.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_u = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

**Remarque**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**Ferrailage de la nervure**

Les nervures sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

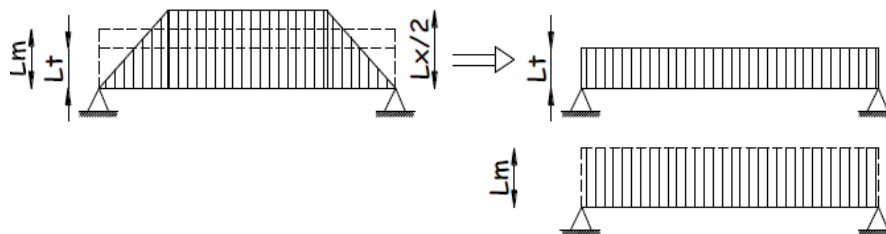
**Remarque**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme des Charges triangulaires et trapézoïdales.

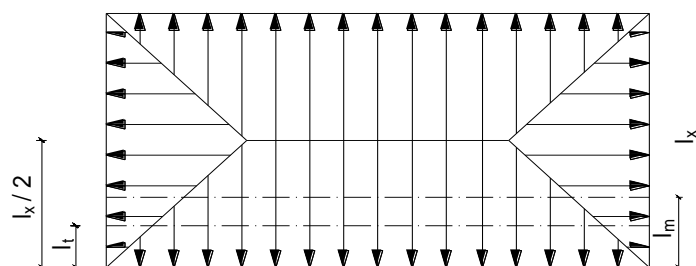
Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

➤ **Cas de chargement trapézoïdal**



**Figure VII. 3.** Présentation des chargements simplifiés.



**Figure VII. 4.** Répartition trapézoïdale dans un panneau rectangulaire.

- Effort tranchant :  $L_t = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$
- Moment fléchissant :  $L_m = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$

Nous avons :  $b_n=60\text{cm}$  ,  $h_n=90\text{cm}$  ;  $c=3\text{cm}$ .

$$q_u=168.90\text{KN/m}^2 ; q_s=165.78 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul des charges

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	∑ q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	∑ q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	∑ q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	∑ q <sub>st</sub>
A - B	1	4,6	4,6	1,000	Triangulaire	1,53	1,15	215,58	165,79	330,23	646,65	253,96	497,30	247,92	517,76	190,66	398,18
	2	3,8	4,6	0,826	Trapézoïdal	1,47	1,25	215,58	165,79	316,43		243,35		269,84		207,52	
B - C	1	3	4,6	0,652	Triangulaire	1,00	0,75	215,58	165,79	215,36	430,73	165,62	331,25	161,69	323,37	124,34	248,69
	2	3	3,8	0,789	Triangulaire	1,00	0,75	215,58	165,79	215,36		165,62		161,69		124,34	

Tableau VII. 7. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X)

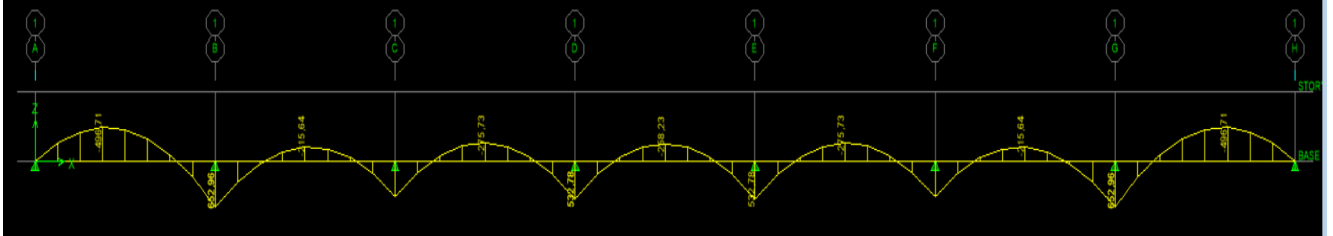
Travée	Panneau	$L_x$	$L_y$	$\rho$	Charge	$l_m$	$l_t$	$q_u$	$q_s$	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										$Q_{um}$	$\sum q_{um}$	$Q_{sm}$	$\sum q_{sm}$	$Q_{ut}$	$\sum q_{ut}$	$Q_{st}$	$\sum q_{st}$
1-2	1	3,15	4,6	0,685	Triangulaire	1,05	0,79	215,58	165,79	226,13	451,73	173,91	347,40	169,77	346,49	130,56	266,46
	2	3	3,15	0,952	Trapézoïdal	1,05	0,82	215,58	165,79	225,60		173,50		176,72		135,90	
2-3	1	3,8	4,6	0,826	Triangulaire	1,27	0,95	215,58	165,79	272,79	528,98	209,79	406,81	204,80	427,40	157,50	328,69
	2	3	3,8	0,789	Trapézoïdal	1,19	1,03	215,58	165,79	256,19		197,02		222,60		171,19	
3-4	1	3,8	4,6	0,826	Triangulaire	1,27	0,95	215,58	165,79	272,79	528,98	209,79	406,81	204,80	427,40	157,50	328,69
	2	3	3,8	0,789	Trapézoïdal	1,19	1,03	215,58	165,79	256,19		197,02		222,60		171,19	
4-5	3	4,6	4,6	1,000	Triangulaire	1,53	1,15	215,58	165,79	330,23	607,75	253,96	467,38	247,92	502,52	190,66	386,46
	4	3	4,6	0,652	Trapézoïdal	1,29	1,18	215,58	165,79	277,52		213,43		254,60		195,80	

Tableau VII. 8. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y)

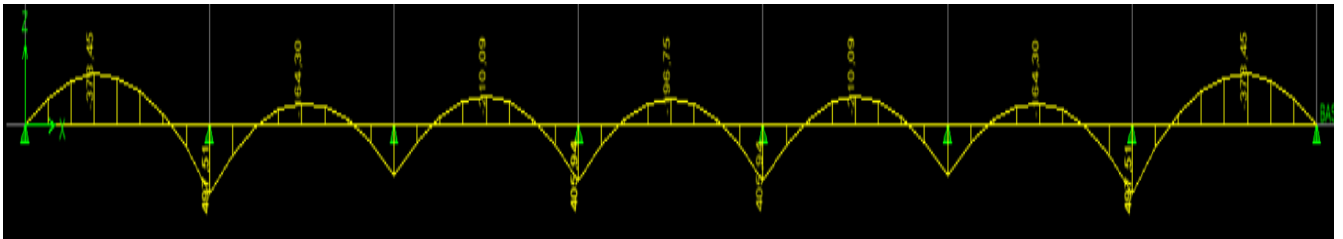
- **Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivant :

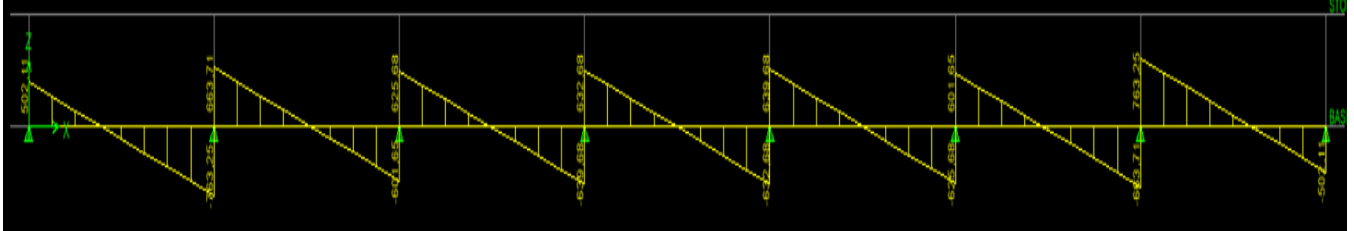
- **Sens longitudinale « X-X » :**



**Figure VII. 5.** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.



**Figure VII. 6.** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.



**Figure VII. 7.** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- Sens transversal « Y-Y » :

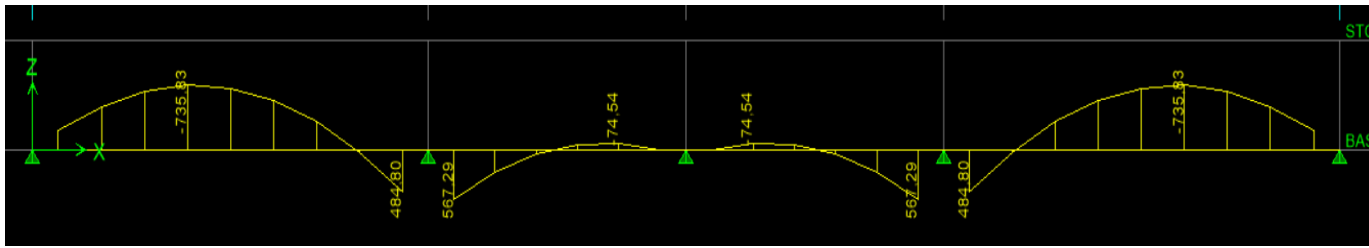


Figure : VII.8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU .

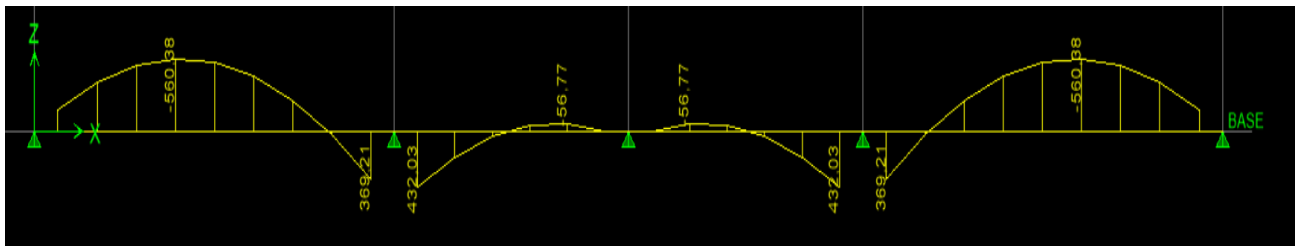


Figure : VII. 9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

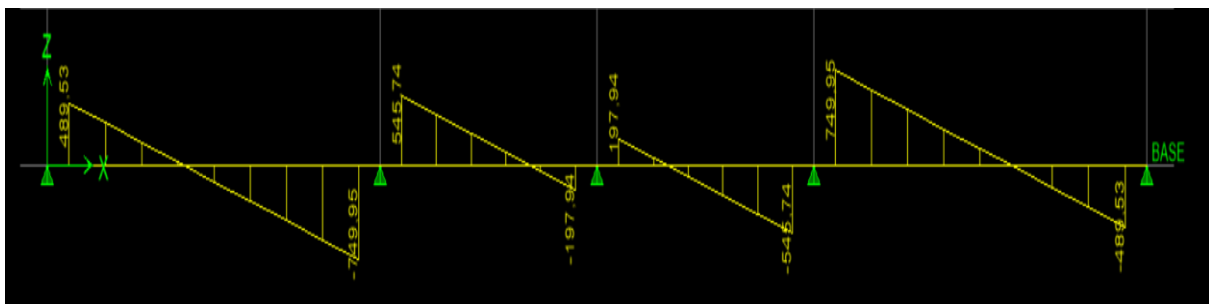


Figure VII.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

• Récapitulatif des moments et des efforts tranchants

- Sens longitudinale « x-x »

	ELU	ELS
$M_{app}(kN.m)$	652.96	497.51
$M_t (kN.m)$	496.71	378.51

Tableau VII.9. Moments fléchissant sens x-x.

	ELU
$T_{sup}$ (kN.m)	663.71
$T_{inf}$ (kN.m)	763.25

Tableau VII.10. Efforts tranchants sens x-x.

- Sens transversale « y-y »

	ELU	ELS
$M_{app}$ (kN.m)	567.29	432.03
$M_t$ (kN.m)	735.89	560.38

Tableau VII.11. Moments fléchissant sens y-y.

	ELU
$T_{sup}$ (kN.m)	749.95
$T_{inf}$ (kN.m)	749.95

Tableau VII.12. Efforts tranchants sens y-y.

### ➤ Calcul des armatures

- Armatures longitudinales

#### Sens X-X

$$M_a^{max} = 652.96 \text{ KN.m} ; M_t^{max} = 496.71 \text{ KN.m}$$

$$b_n = 60 \text{ cm} ; h_n = 90 \text{ cm} ; d = h - c = 90 - 3 = 87 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

#### Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{652.96 \times 10^3}{60 \times 87^2 \times 14.2} = 0.10$$

$$\mu = 0.10 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.10 \Rightarrow \beta = 0.947$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{652.96 \times 10^3}{0.947 \times 87 \times 348} = 22.77 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 5HA20\text{fil} + 5HA20\text{Chap} = 31.42\text{cm}^2$  avec : un espacement  $S = 10\text{cm}$ .

**En travée**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{496.71 \times 10^3}{60 \times 87^2 \times 14.2} = 0.07$$

$\mu = 0.07 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.07 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{496.71 \times 10^3}{0.964 \times 87 \times 348} = 17.01\text{cm}^2$$

Soit :  $A_t = 5HA20\text{FIL} + 2HA16\text{Chap} = 19.73\text{cm}^2$  avec : un espacement  $S_t = 10\text{cm}$ .

**Sens Y-Y**

$$M_a^{\max} = 567.29\text{KN.m} ; M_t^{\max} = 735.89\text{KN.m}$$

$$b_n = 60\text{cm} ; h_n = 90\text{cm} ; d = 87\text{cm} ; f_{bu} = 14.2\text{MPa} ; \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

**Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{567.29 \times 10^3}{60 \times 87^2 \times 14.2} = 0.087$$

$\mu = 0.087 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA) donc:  $\mu = 0.087 \Rightarrow \beta = 0.954$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{567.29 \times 10^3}{0.954 \times 87 \times 348} = 19.64\text{cm}^2$$

Soit :  $A_a = 5HA20\text{fil} + 5HA20\text{chap} = 31.42\text{cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 10\text{cm}$ .

**En travée**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{496.71 \times 10^3}{60 \times 87^2 \times 14.2} = 0.077$$

$\mu = 0.077 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.077 \Rightarrow \beta = 0.959$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{496.71 \times 10^3}{0.959 \times 87 \times 348} = 17.1 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 5\text{HA}20\text{FIL} + 2\text{HA}16\text{Chap} = 19.73 \text{ cm}^2$  avec : un espacement  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

Les résultats des ferrailrages sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
<b>Appuis</b>	5HA20+5HA20=31.42cm <sup>2</sup>	5HA20+5HA20=31.42cm <sup>2</sup>
<b>Travée</b>	5HA20+2HA16=19.73cm <sup>2</sup>	5HA20+2HA16=19.73cm <sup>2</sup>

- **Armatures transversale**

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \Rightarrow \phi_1 = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/modifier2003) :**

Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_n}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 22.5 ; 16.8 \} = 16.8 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec :  $\phi_1$  le plus petit diamètre utilisé dans l'armature longitudinale.

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Donc: **Adopte = 4HA 10 = 3.14 cm<sup>2</sup>**

Zone courante

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 60 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Donc : **Aadopté= 4HA 10 =4.71cm<sup>2</sup>**

- **Armatures de peau**

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soient : } A_p = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

### Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 87 \times 2.1}{400} = 6.30 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopt}} > A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifié

- **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99]**

$$:\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \{ 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens X-X  $T_u = 763.25 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{763.25 \times 10^3}{600 \times 870} = 1.46 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Sens Y-Y  $T_u = 749.95 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{749.95 \times 10^3}{600 \times 870} = 1.43 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MP}$$

Avec : coefficient de scellement ( $\Psi_s=1.5$  pour les aciers de HA)

$$\sum U_i = \pi n \phi \quad \text{La somme des périmètres utiles des barres.}$$

Avec :  $\phi$  : le diamètre maximale des armatures transversal en : le nombre des barres longitudinales de la nervure transversale.

Nervure transversale

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3.14 \times 20 \times 10 = 6280 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{749.95 \times 10^3}{0.9 \times 870 \times 6280} = 0.152 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MP} \Rightarrow \text{CV}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Nervure longitudinale

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3.14 \times 16 \times 2 + 3.14 \times 5 \times 20 = 4144.8 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{763.25 \times 10^3}{0.9 \times 870 \times 4144.8} = 0.235 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MP} \Rightarrow \text{CV}$$

Donc : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

### ➤ Vérification à L'ELS

- **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier (Art 4.3.5 BAEL91 modifiée 99)**

Dans les aciers on doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{dans le cas fissuration préjudiciable}$$

Avec :  $n=1.6$  pour des HA  $>6\text{mm}$

Dans le béton : on doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

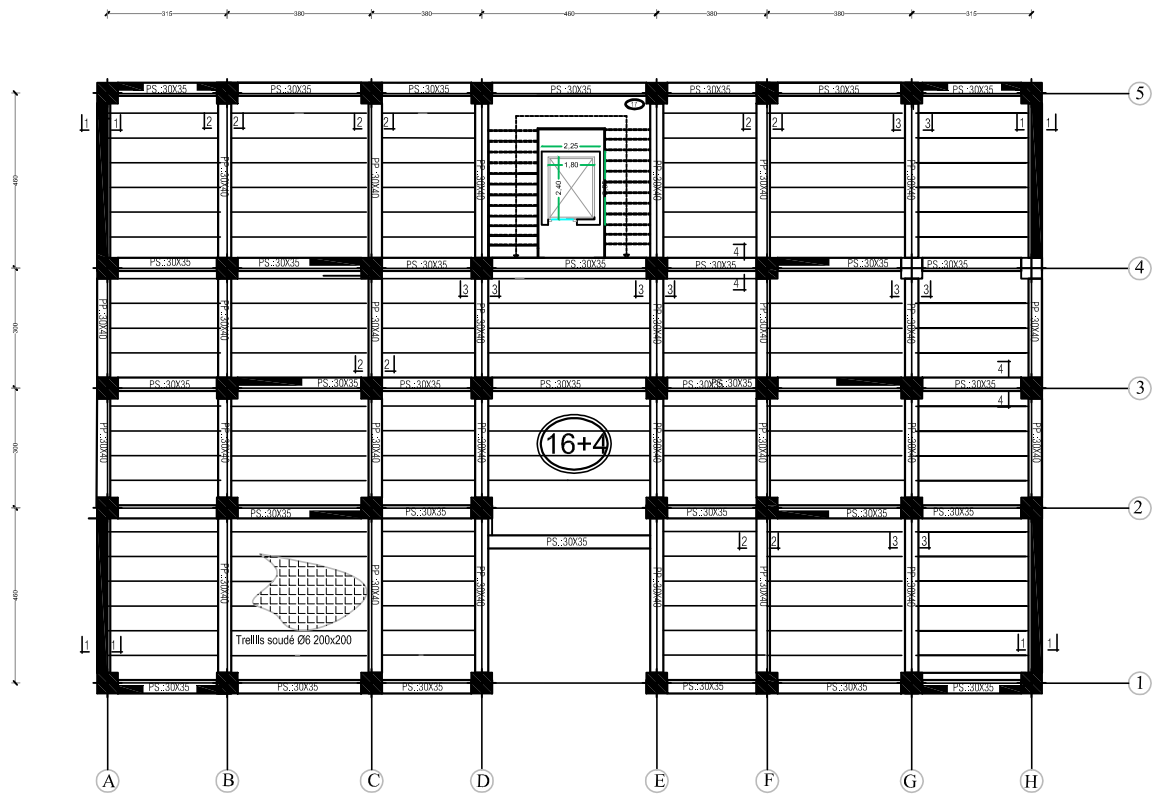
Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

		M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Obs.
Sens XX	Travée	378.51	19.73	0.377	37.63	0.905	243.65	6.47	15	CV
	Appuis	497.51	31.42	0.601	28.48	0.885	205.65	7.22		CV
Sens YY	Travée	560.38	19.73	0.377	37.63	0.905	298.17	7.92		CV
	Appuis	432.03	31.42	0.601	28.48	0.885	178.58	6.27		CV

**Tableau VII.13.** Calcul des contraintes

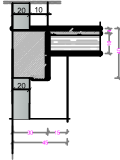
# **PLANS DE COFFRAGE**

## Plan de coffrage plancher niveau : +0,00 m



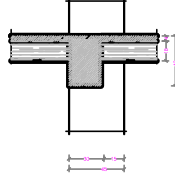
**COUPE 1-1**

ECH 1/20



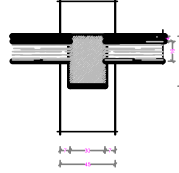
**COUPE 2-2**

ECH 1/20



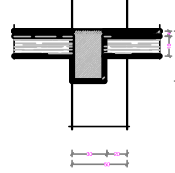
**COUPE 3-3**

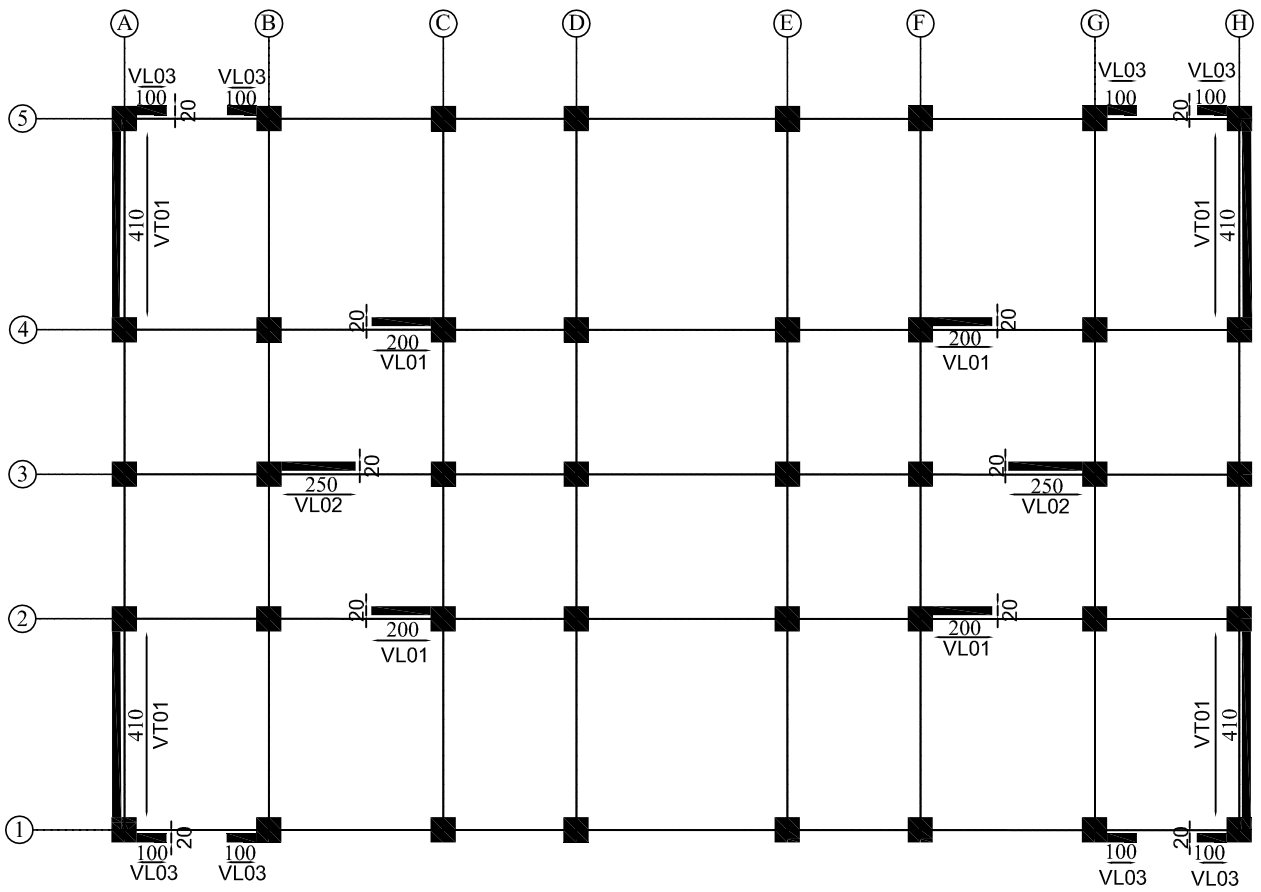
ECH 1/20



**COUPE 4-4**

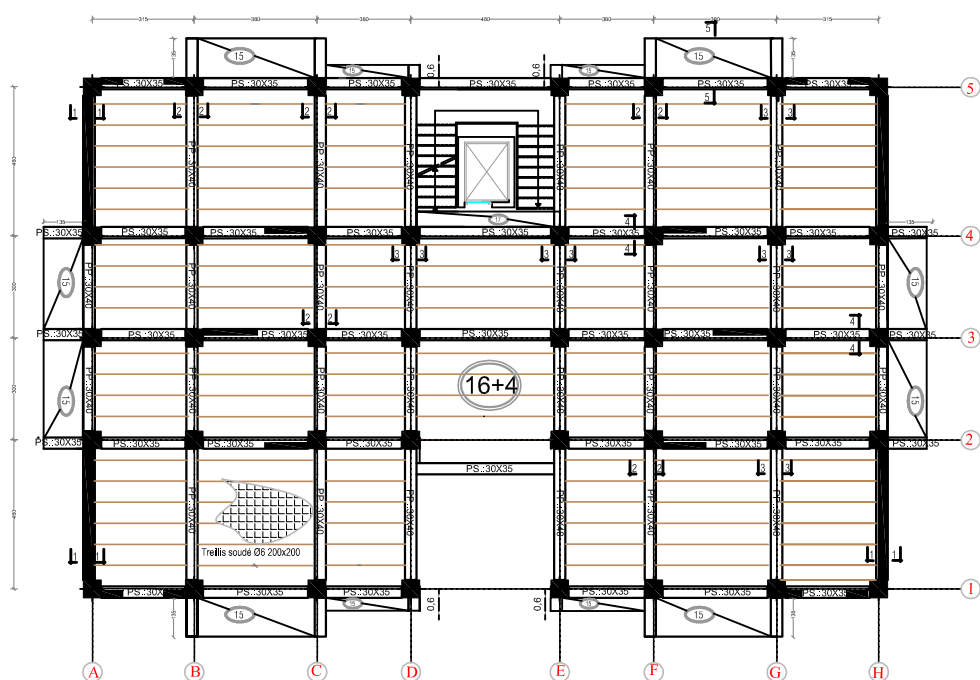
ECH 1/20



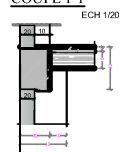


**DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT**

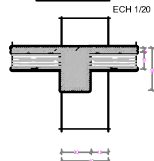
**Plan de coffrage plancher niveau : +4.08 m, 7.14 m, 10.2 m, 13.26 m, 16.32 m, 19.38 m, 22.44 m**



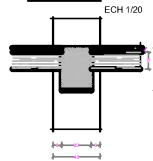
**COUPE 1-1**



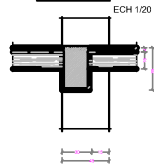
**COUPE 2-2**



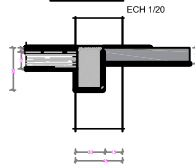
**COUPE 3-3**



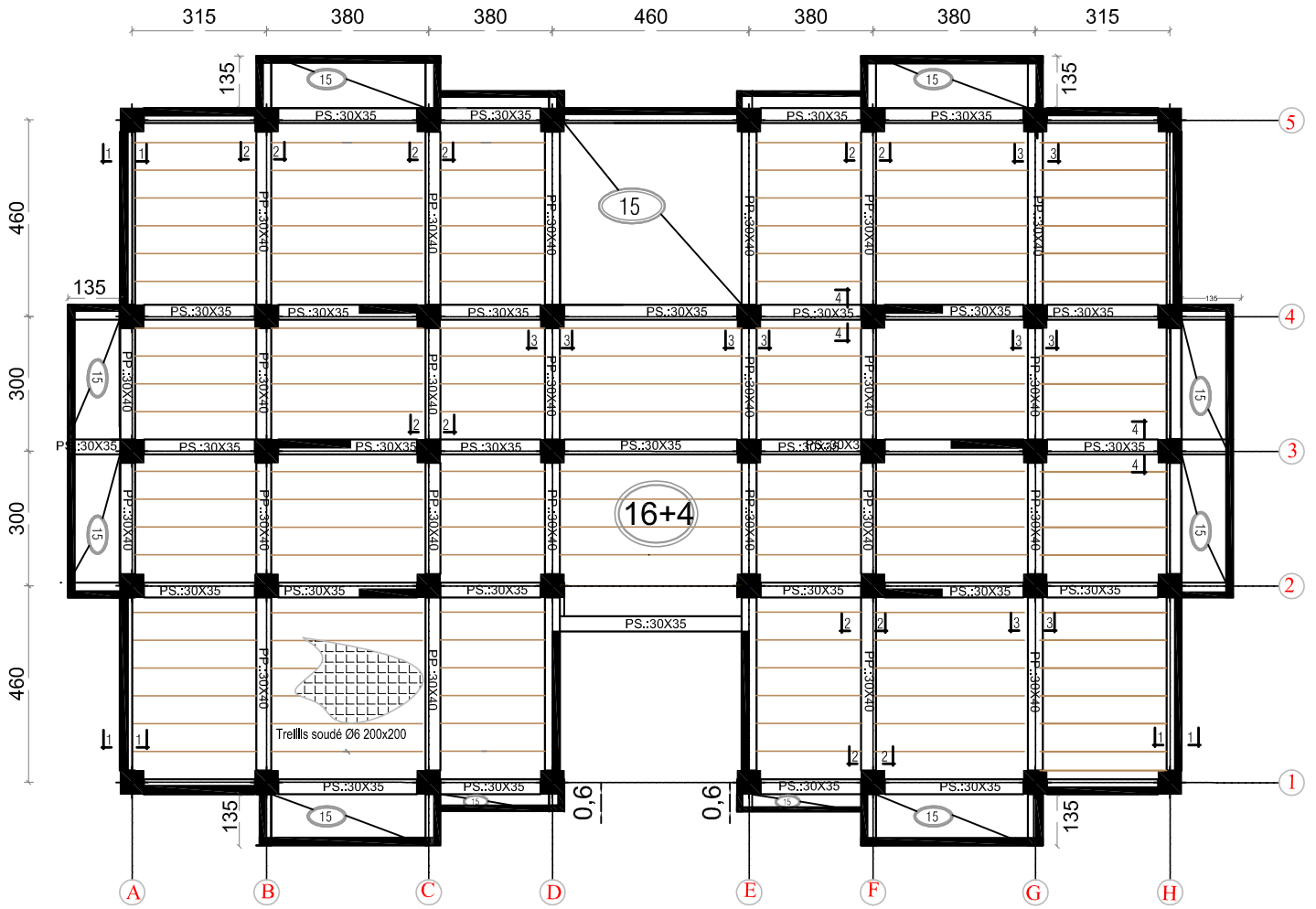
**COUPE 4-4**



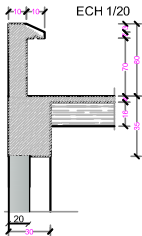
**COUPE 5-5**



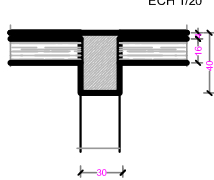
# Plan de coffrage plancher niveau : +25.5 m



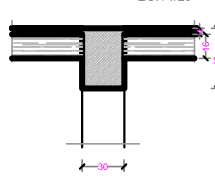
COUPE 1-1



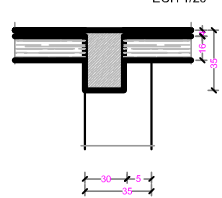
COUPE 2-2



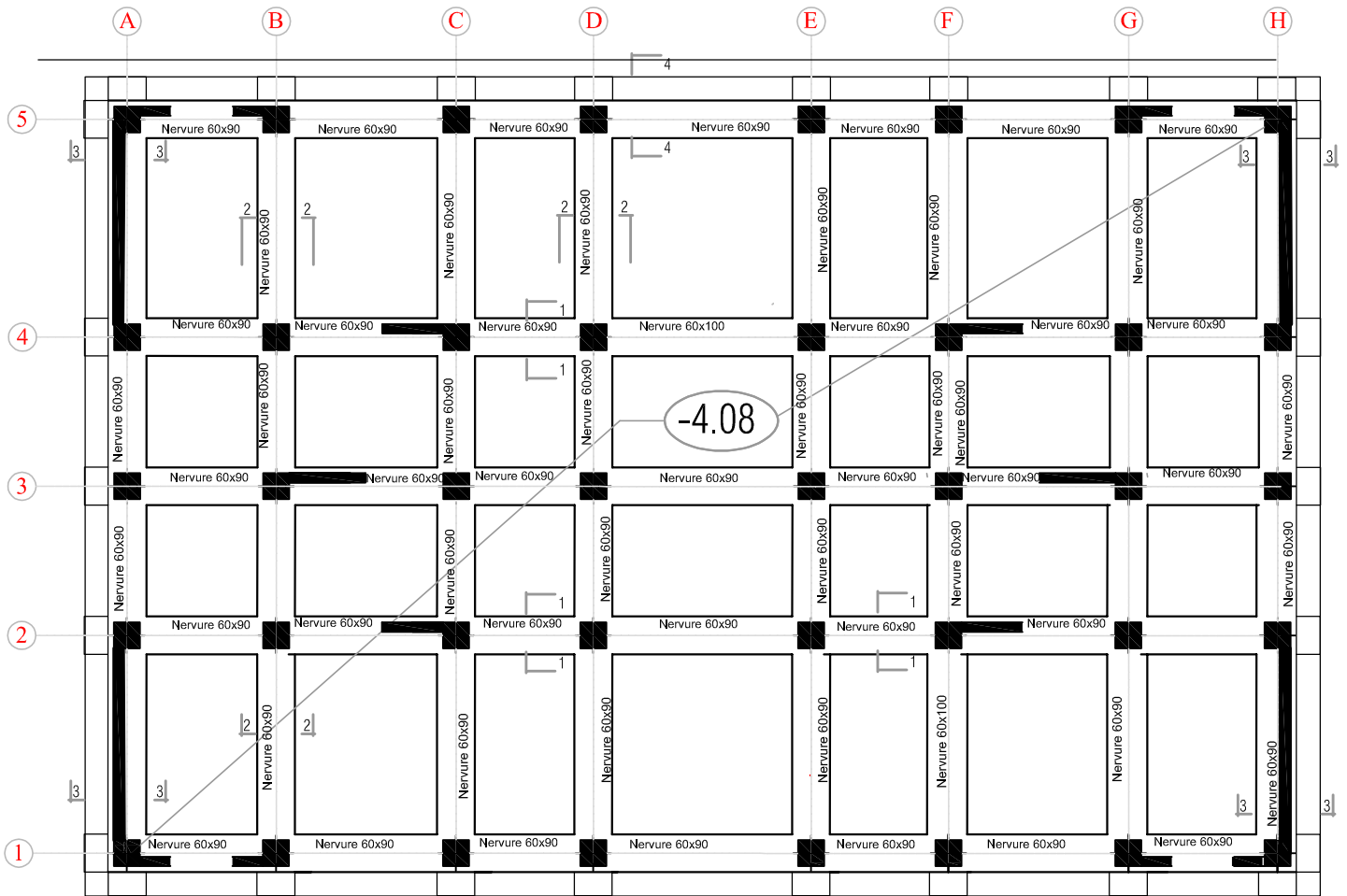
COUPE 3-3



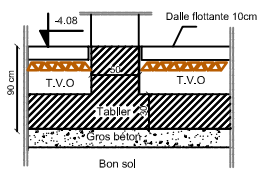
COUPE 4-4



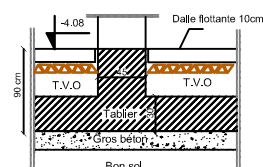
# Plan de coffrage plancher niv : -4.08 m



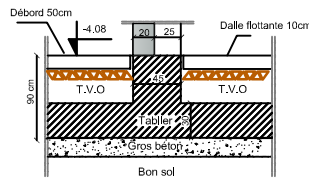
Coupe 1-1



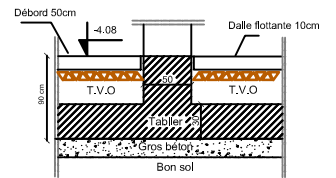
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



# Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi que par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériens.

L'étude de ce projet nous a permis d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, et de les approfondir davantage pour ce qui concerne le domaine du bâtiment, tout en respectant la réglementation en vigueur.

Voici les points importants tirés de cette étude :

-La disposition des voiles, en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, les contraintes architecturales influençant directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

-La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur, car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement, et même sa mise en œuvre, permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

-Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et, dans la plupart des cas, déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.

-Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).

-Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants au niveau des zones nodales.

-Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

-Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# Références Bibliographiques

1. BELAZOUGUI. M, « Le béton armé aux états limites », OPU, 2000.
2. Badoux. M, Lestuzzi. P, « Cours de l'École Polytechnique Fédéral de Lausanne, Génie Parasismique », Sept 2002.
3. DAVIDOVICI. V, « Formulaire de béton armé, tome 1 et 2 », Edition du Moniteur, 1995.
4. DAVIDOVICI. V, « La construction en zone sismique », Edition du Moniteur, 1999.
5. DAVIDOVICI. V, « Rapport de mission, séisme de Boumerdes, 21 mai 2003 », Alger, juil.2003
6. DTR B.C. 2.2 « Charges permanente et charges d'exploitation », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1988.
7. D.T.R.BC 2-41, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93 », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1993.
8. D.T.R. BC 2-48 « Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003 », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 12003.
9. Eurocode 8, « Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes », XP ENV 1998-1-3, Mars 2003
10. MOUGIN. J.P, « Cour de béton armé, BAEL91, calcul des éléments simples et de structure de bâtiment », Edition EYROLLES, 1992.
11. N. ILE, « Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique : Apport de l'expérimentation et de la modélisation a la conception », thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de LYON, 2000.
12. NF EN 1998-1, « Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, Partie 1 : Règles générales, actions sismiques », AFNOR, Sept 2005.
13. PERCHAT. J, « Béton armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales », Edition techniques de l'ingénieur,
14. PLUMIER André, « Constructions en Zone Sismique », Cours de l'université de Liège, 2006.
15. Thonier. H, « Conception et calcul des structures en bâtiment, tome III », Presses des ponts et chaussées, Paris.
16. ZACEK Milan, « Construire parasismique », Edition Parenthèses, 1996.