

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)**  
**Faculté du Génie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**



# **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

**En vue de l'obtention du diplôme de master  
de l'université Mouloud de Tizi-Ouzou**

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : construction civile et industrielle**

## **Thème**

**Etude d'une structure (R+5)  
contreventé par des voiles porteurs  
modélisée avec le logiciel ETABS**

**Présenté par :**

**Mr AIT MESSAOUD Tahar**

**Devant le jury composé de :**

**Mr DERRADJ Mohamed      Président .**

**Mme HERMINE Hassiba      Examinatrice.**

**Mr MANSOURI Arezki      Encadrant .**

Promotion : 2024/2025

# REMERCIEMENT

*Tout notre remerciement s'adresse d'abord à Dieu, créateur de toutes choses, pour son souffle et sa bénédiction et la force qui nous a donné pour finir ce travail.*

*C'est avec gratitude que nous tenons à remercier notre promoteur Mr Mansouri pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion et d'avoir répondu à toutes nos questions.*

*Et aussi remercier les membres de jury pour leur temps et leur attention consacré à notre présentation et pour tous les efforts fournis à corriger ce modeste travail.*

*Merci*

# DEDICACE

*Tout d'abord ; je remercie le dieu notre créateur, de m'avoir donné la force, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste*

*Je dédie ce travail à :*

*Mes chers parents ; mon exemple éternel, mon soutien moral, la lumière qui guide mes routes et qui m'emmène aux chemins de la réussite ; pour tous leur sacrifices consentis et leur précieux conseils, pour toute leur assistance et leur présence dans ma vie. Que dieu les protège pour moi*

*Mes chères soeurs pour leur dévouement, leur compréhension et qui par leur soutien, leur conseil et leur amour m'ont permis d'arriver jusqu'à ici car ils ont toujours cru en moi*

*A tous mes amis : MOUMAN ; OMAR ;MASYLE ;JACOB ;RABAH ;CHIKH DAHMANE ;LYAS ; et ceux que je connais sans exception  
Enfin, j'offre mes bénédictions à tous ceux qui m'ont soutenu dans l'accomplissement de ce travail.*

TAHAR

# *Sommaire*

## **Introduction générale**

<b>Chapitre I : Généralités</b> .....	1
<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments</b> .....	14
<b>Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux</b> .....	31
<b>III.1 : L'acrotère</b> .....	31
<b>III.2 : Les Planchers</b> .....	38
<b>III.3 : Les Balcons</b> .....	55
<b>III.4 : Les escaliers</b> .....	63
<b>Chapitre IV : Modélisation de la structure</b> .....	89
<b>Chapitre V : vérifications des exigences de RPA</b> .....	108
<b>Chapitre VI : Ferrailage des éléments</b> .....	136
<b>VI.1 : Ferrailage des poteaux</b> .....	136
<b>VI.2 : Ferrailage des poutres</b> .....	149
<b>VI.3 : Ferrailage des voiles</b> .....	161
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure</b> .....	172
<b>Conclusion générale</b>	

# ***Introduction : générale***

La conception d'une structure aux normes parasismique est nécessaire et obligatoire vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

- La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

- Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

Pour notre projet de fin d'étude, nous avons opté pour la réalisation d'un bâtiment composé de cinq étages à usage d'habitation en zone II a.

Ce présent travail comporte sept chapitres qui se répartissent comme suit :

Le premier chapitre concerne une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.

Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles.

Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont étudiés au troisième chapitre.

Le quatrième chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par l'utilisation du logiciel ETABS.

Le cinquième chapitre consiste les vérifications des exigences du RPA.

Le sixième chapitre consiste le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (BAEL et RPA99 version 2003), Le calcul fait à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Le septième chapitre on présente l'étude de l'infrastructure.

À la fin, on terminera ce projet par une conclusion générale.

# *Chapitre I* : Généralités

Maître de l'ouvrage :  
Office de Promotion et de Gestion Immobilière de BOUMERDES

Date: Fév 2010	97 LOGEMENTS
Phase: A.P.D	SOCIAUX PARTICIPATIFS BOUDOUAOU

Désignation des plans:  
-FACADE PRINCIPALE



(Bloc 07 Linéaire)

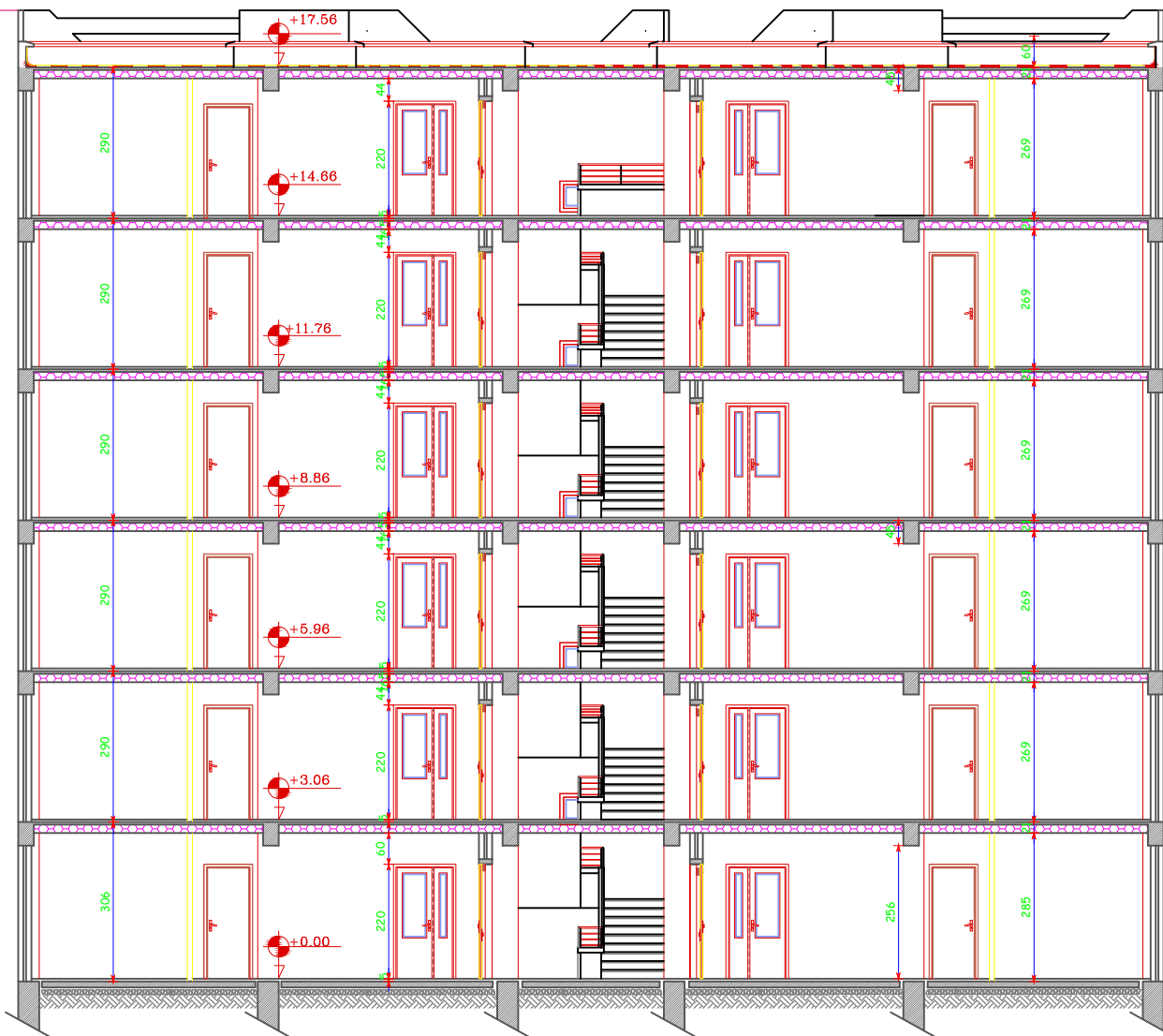
FACADE PRINCIPALE

Maître de l'ouvrage :  
 Office de Promotion et de Gestion Immobilière de BOUMERDES

Date: Fév 2010  
 Phase: A.P.D

97 LOGEMENTS  
 SOCIAUX PARTICIPATIFS BOUDOUAOU

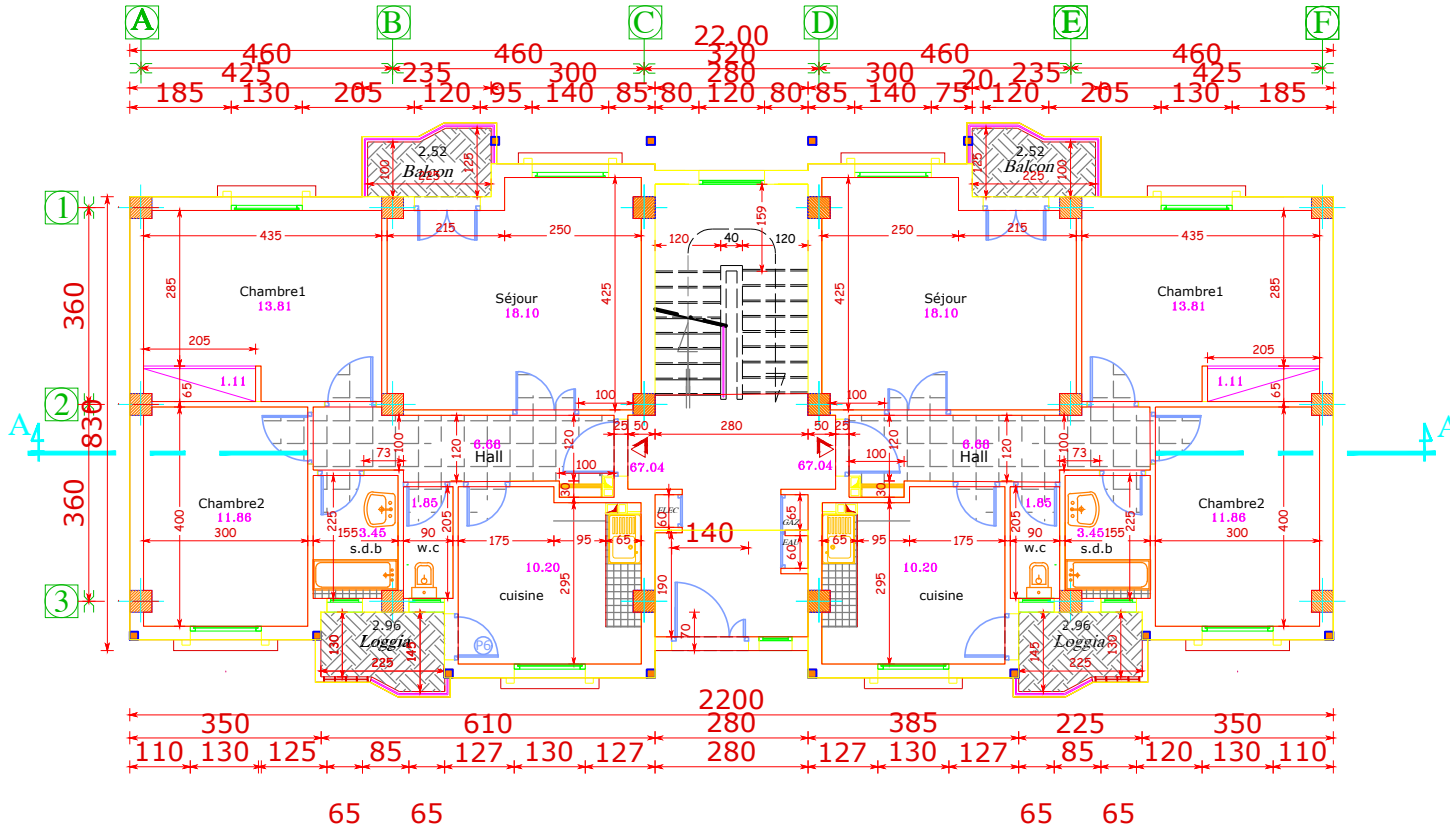
Désignation des plans:  
 -COUPE AA



(Bloc 07 Linéaire)

COUPE AA

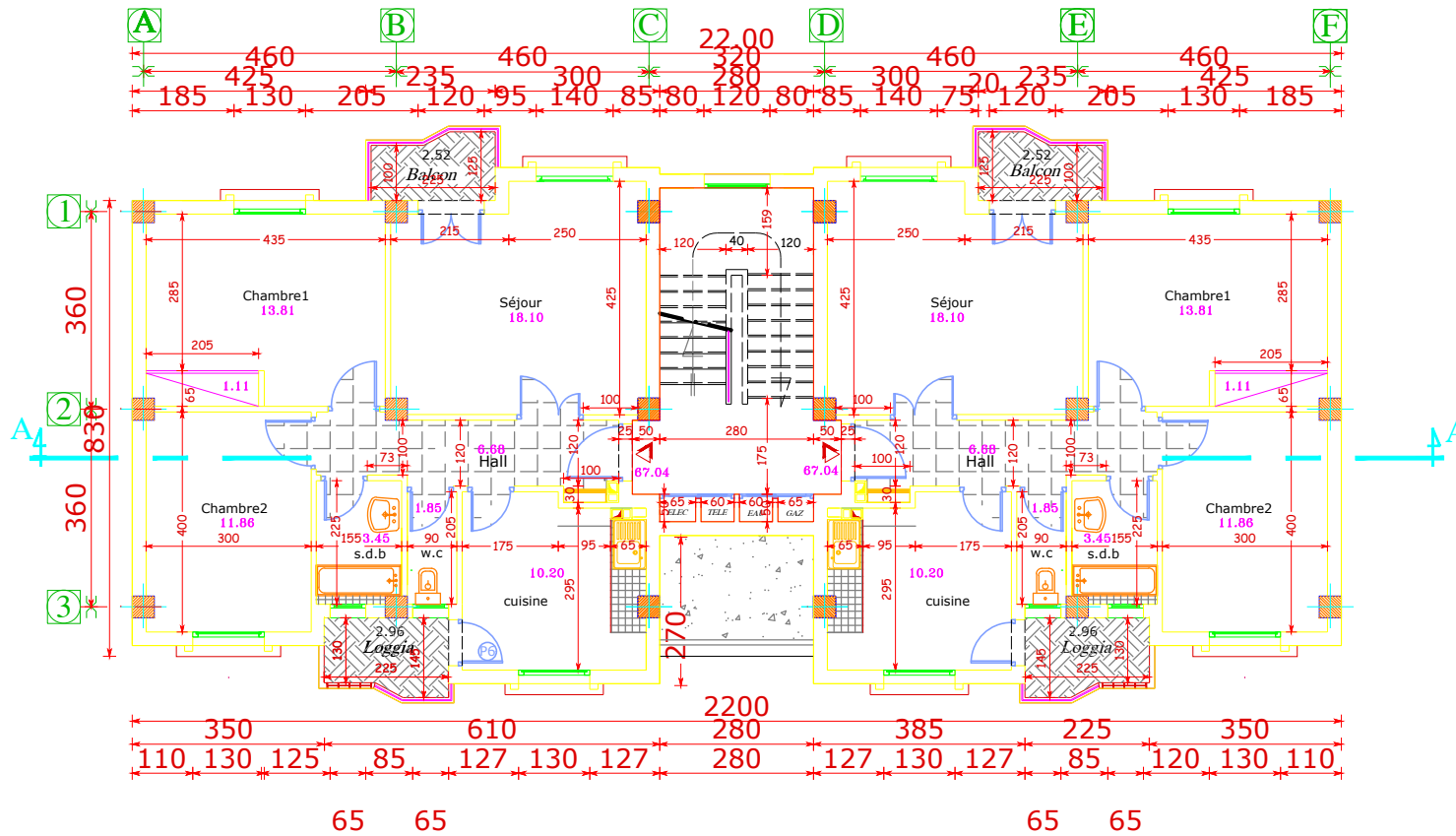
Maître de l'ouvrage :	
Office de Promotion et de Gestion Immobilière de BOUMERDES	
Date: Fév 2010	97 LOGEMENTS
Phase: A.P.D	SOCIAUX PARTICIPATIFS BOUDOUAOU
Désignation des plans:	
-PLAN DU R.D.C	



(Bloc 07 Linéaire)

PLAN DU R.D.C

Maître de l'ouvrage :	
Office de Promotion et de Gestion Immobilière de BOUMERDES	
Date: Fév 2010	97 LOGEMENTS
Phase: A.P.D	SOCIAUX PARTICIPATIFS BOUDOUAOU
Désignation des plans:	
-PLAN ETAGE COURANT	



(Bloc 07 Linéaire)

PLAN ETAGE COURANT

## **I.1. Description de l'ouvrage:**

Notre projet porte sur l'analyse d'une structure de cinq étages destinée à l'habitation.

Le bâtiment appartient à la catégorie de groupe d'usage 2 (classé comme bâtiment courant ou d'importance moyenne qui ne dépasse pas 17 m de hauteur) (RPA 99 / modifié en 2003). Elle sera établie dans la commune de Boudouaou, à Boumerdes, qui est classée comme une zone de sismicité moyenne Zone III a, conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/ modifié 2003).

### **La structure est composée :**

- Rez-de-chaussée à usage d'habitation
- 5 étages courants à usage d'habitation
- Une terrasse inaccessible
- Une cage d'escalier

## **I.2. Les caractéristiques géométriques de l' ouvrage :**

Lors de la construction, il est crucial pour l'ingénieur civil de se conformer aux spécifications géométriques de l'ouvrage.

- Longueur totale : 22.00 m
- Largeur totale : 8.30 m
- Hauteur totale sans acrotère : 17.56m
- Hauteur d'étages : 2.90 m
- Hauteur du RDC : 3.06m

## **I.3. Règlementation utilisée :**

L'examen sera conduit en accord avec les règles ci-après :

- Règlement parasismique Algérien (RPA 99 / modification 2003).
- Méthodes techniques pour la conception et le calcul des structures et constructions en béton armé selon l'approche des états limites (BAEL 91 mises à jour en 99).
- Document technique Réglementaire (DTR B.C. 2-41) : Normes de conception et de calcul pour les structures en béton armé (C.B.A.93)
- Document technique Réglementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges fixes et charges d'exploitation.

## I.4. Les éléments de l' ouvrage :

### • L' Ossature :

Elle se compose de structures en béton armé (poteaux et poutres) combinées à des murs de contreventement.

### Contreventement par portiques :

Il s'agit d'un dispositif composé de poteaux et poutres, dont la fonction principale est d'encaisser les contraintes liées aux charges verticales.

### Contreventement par voiles :

Il s'agit d'un système constitué d'éléments verticaux en béton armé disposés de manière à garantir la stabilité face aux charges horizontales et verticales. Sa fonction est de supporter les principales sollicitations horizontales et de les transmettre aux fondations.

### • Les Planchers :

Les planchers, qui sont des surfaces planes délimitant les divers étages d'un bâtiment, ont pour rôle de supporter les charges et surcharges et de les transférer aux éléments porteurs. Ils assurent également une isolation thermique et acoustique efficace. On identifie deux catégories :

#### ➤ Planchers en corps creux :

Constitués de corps creux, poutrelles préfabriquées et d'une dalle de compression.

#### ➤ Planchers en dalle pleine :

Il s'agit d'éléments en béton armé, réalisés sur un coffrage plat, qui intègrent des renforts d'acier dont le nombre et le diamètre varient en fonction de la portée et des charges à supporter. Prévues lorsque la réalisation de planchers en corps creux est impossible.

### • L' escalier :

Un ensemble de marches et de contre-marches, ainsi que des volées posées sur des paliers de repos, facilite le déplacement d'un niveau à un autre.

### • Les Consoles :

Dans le domaine du génie civil, une console se réfère à un élément plan en porte-à-faux, comme par exemple une poutre isostatique fixée à l'une de ses extrémités.

### • Acrotère :

L'édifice dispose d'une terrasse non accessible qui sera entourée d'un acrotère de 50 centimètres de hauteur et de 10 centimètres d'épaisseur.

### • La Maçonnerie :

La maçonnerie est en briques creuses pour cet ouvrage, On distingue deux types de murs :

#### ➤ Murs extérieurs :

Les murs sont en doubles cloisons de briques creuses de 20 cm, avec une lame d'air de 5 cm.

## ➤ **Murs intérieurs :**

Ils sont effectués en simple mur de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

## • **Les Revêtements :**

Ces éléments sont essentiels pour le confort. Dans le cadre de cet ouvrage, on fera appel aux éléments suivants :

## ➤ **Revêtement horizontal :**

Pour les plafonds, c'est du plâtre et de l'enduit qui sont utilisés, tandis que le carrelage est prévu pour les sols.

## ➤ **Revêtement vertical :**

Pour les murs extérieurs, on utilise du mortier de ciment, tandis que pour les murs intérieurs et extérieurs, on emploie du plâtre et de l'enduit. Quant aux salles d'eau, elles sont revêtues en céramique.

## **I.4.2. Infrastructure :**

### • **Les Fondations :**

Les fondations constituent des composants localisés à la base de la structure, elles garantissent le transfert des charges et surcharges générées par la superstructure vers le sol. On identifie trois sortes de fondations :

- Fondations superficielles : semelle isolée, semelle filante (continue) ou radier générale .
- Fondation semi-profondes : puits
- Fondation Profondes : pieux

## **I.5. Les caractéristiques des matériaux :**

L'ouvrage en question utilise deux matériaux principaux : le béton et l'acier. Le béton est apprécié pour sa résistance à la compression, tandis que les aciers se distinguent par leur résistance à la traction. Ces matériaux doivent être conformes aux normes parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 ainsi qu'au règlement de béton armé BAEL 91 / version 99.

### **I.5.1. Le béton :**

Le béton est le composant le plus fréquemment employé dans la réalisation des structures (édifices, barrages, stades, routes, infrastructures d'art...). Il s'agit d'un matériau synthétique généralement de nature minérale, constitué de granulats : du gravier et du sable, assemblés à l'aide d'un liant hydraulique comme le ciment. Autrement dit, c'est un matériau qui peut agglomérer d'autres substances ainsi que des adjuvants qui altèrent les caractéristiques physiques et chimiques du mélange.

**a) Résistance caractéristique du béton a la compression :**

Mécaniquement, le béton est caractérisé par sa résistance à la compression après 28 jours de cure. Cette résistance peut fluctuer selon le diamètre des granulats, la proportion de ciment utilisée et le volume d'eau de gâchage. Cette caractéristique de résistance à la compression ( $f_{c28}$ ) est établie suite à plusieurs tests d'écrasement axial sur des échantillons cylindriques normalisés d'une hauteur de 32 cm et d'un diamètre de 16 cm (Article A.2.1.11 du BAEL 91/version 99).

• **Pour  $j \leq 28$  jours :**

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

• **Pour  $j > 28$  jours :** Elle est prise conventionnellement égale à :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Le béton qui sera mis en oeuvre dans cet ouvrage à une résistance caractéristique a la compression de 25 MPA a 28 jours.

**b) Résistance caractéristique du béton a la traction :**

Le béton présente une faible résistance à la traction, équivalente à environ 10% de sa résistance à la compression. Elle est caractérisée par la relation ci-après :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{BAEL91 - art A.2.1, 12})$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow$  On aura :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPA} .$

Avec :

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique due à la traction a (j) jours en MPA (N/mm<sup>2</sup>).

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique due à la compression (j) jours en MPA (N/mm<sup>2</sup>).

**c) Module d' élasticité :**

Il s'agit de la relation entre la contrainte normale et la déformation qu'elle provoque. Selon la durée d'application de cette contrainte, on distingue deux types :

**1. Module de déformation longitudinal :**

Le module de Young, également appelé module d'élasticité longitudinale, est la constante qui établit la relation entre le stress de traction ou de compression et l'initiation de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

**a) Le module de déformation longitudinale instantané :**

Selon l'article A.2.1, 21 BAEL 91 / version 99 Quand la période d'application des contraintes est inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton se calcule comme suit :  $E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}^3}$  [MPA].

- Pour  $f_{c28} = 25$  MPA  $\Rightarrow E_{ij} = 32164,20$  MPA

**b) Le module de déformation longitudinale différée :**

Selon l'article (BAEL 91/ A.2.1,21), lorsque la contrainte normale appliquée perdure, et pour considérer l'effet de fluage du béton, nous adopterons un module équivalent :  $E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{cj}^3}$  en MPA.

- Pour  $f_{c28} = 25$  MPA  $\Rightarrow E_v = 10818,86$  MPA.

**Module de déformation transversale (G) :**

La valeur du module d'élasticité transversale G est de :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson.

E : Module de YOUNG.

**• Coefficient de poisson :**

Il s'agit du rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

L'article (A.2.1,3 du BAEL 99) fournit les valeurs de ce coefficient :

.  $\nu = 0$  Pour un calcul de sollicitations à l'ELU.

.  $\nu = 0.2$  Pour un calcul de déformations à l'ELS

**c) Fluage du béton :**

Les déformations différées des bétons, en particulier celles de nature mécanique telles que le fluage sous contrainte, peuvent compromettre la longévité des structures. Pour les structures isostatiques, ces déformations différées, en particulier les flèches, ne sont pas compatibles avec une opération correcte des ouvrages. Quand une structure en béton est soumise à une charge constante, elle connaît une déformation immédiate lors de l'application de la charge, suivie d'une déformation progressive (qui s'étend dans le temps). Cette distorsion retardée est appelée : **fluage**.

Le fluage dépend des paramètres suivants :

- Valeur de la charge appliquée
- Caractéristiques mécaniques du béton, en particulier son module d'élasticité
- Conditions ambiantes
- Âge auquel est appliqué la charge : plus le béton est chargé tardivement moins il flue.

**d) Phénomène de retrait :**

L'affaissement est un processus qui a un impact sur les substances composées de ciment et d'eau. Cela est dû aux restrictions concernant les matières premières utilisées dans la construction en ciment et se manifeste lorsque leur capacité de résistance est excédée. Ce phénomène commence dès l'application du béton, pendant son processus de prise et de durcissement, et s'amplifie progressivement avec le temps.

**e) Notions des états limites :**

f) L'idée d'état limite se manifeste principalement au niveau des paramètres de calcul, à travers des coefficients de sécurité partiels qui intègrent les diverses incertitudes liées aux interventions effectuées, aux caractéristiques des matériaux et au degré de réalisation du projet.

On identifie deux conditions limites :

- Etat Limite Ultime (ELU)
- Etat Limite de Service (ELS)

**❖ Hypothèse de calcul a L' ELU et a L' ELS :**

- Selon la théorie de Navier-Bernoulli, les sections droites planes avant déformation demeurent planes après déformation.
- On considère que le béton n'a pas de résistance à la traction (ou que celle-ci est négligeable).
- Par adhérence, il n'existe aucun glissement relatif entre le béton et l'acier en contact.
- Limite ultime de déformation du béton :  $\epsilon_{bu} = 3,5\%$  en flexion et  $\epsilon_{bu} = 2 \%$  en compression.
- L'acier a une limite d'allongement ultime de 10 %.
- Les diagrammes de déformation en ligne doivent nécessairement traverser l'un des pivots A, B ou C.

## a) Etat Limite Ultime (ELU) :

C'est un point où le bâtiment devient inutilisable, la sécurité n'est plus assurée et la structure court le risque de s'écrouler. Il doit être justifié en fonction de trois critères :

- Etat limite de l'équilibre statique (renversement)
- Etat limite de résistance des matériaux
- Etat limite de stabilité (flambement).

La limite ultime de résistance à la compression est précisée dans l'article (A.4.3,41 du BAEL 91) :

$$F_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$  (En situation courante).

$\gamma_b = 1.15$  (En situation accidentelle).

$\theta$  : Coefficient en fonction de la durée (t) d'application de l'action considérée.

$\theta = 1$  (Pour  $t > 24$  h).

$\theta = 0.9$  (Pour  $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$ ).

$\theta = 0.85$  (Pour  $t < 1 \text{ h}$ ).

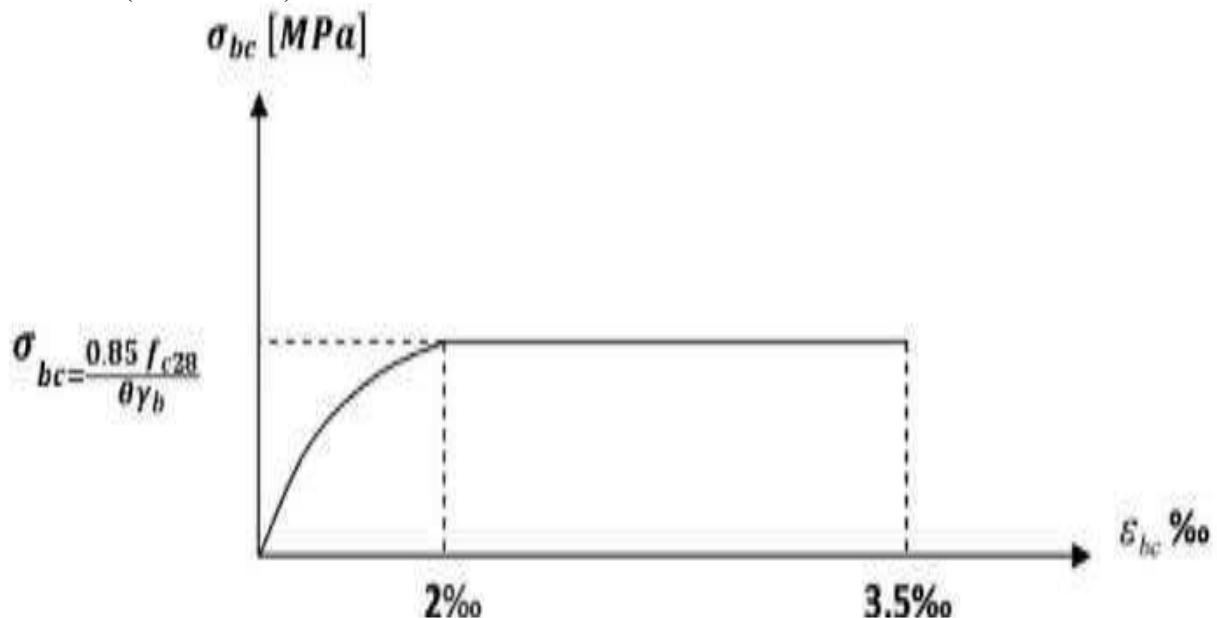


Figure I.1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

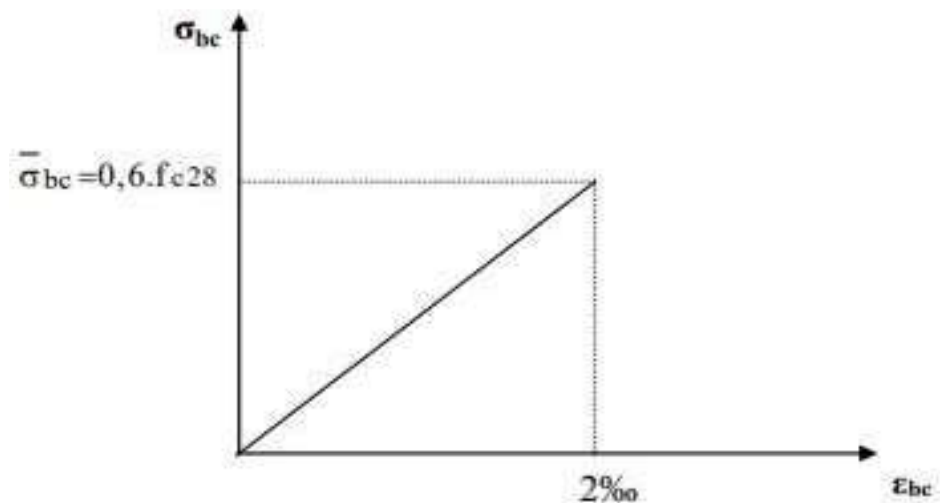
- Le diagramme est composé d'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2 ‰ (Etat élastique).
- Et d'une partie rectangulaire comprise entre  $2 ‰ \leq \xi_{bc} \leq 3.5 ‰$  (Etat plastique).

### b) Etat limite de service :

La limite d'état de service implique de contrôler que la déformation élastique des éléments structuraux est compatible avec leur utilisation. C'est une condition au-delà de laquelle les critères normaux de fonctionnement et de pérennité de la structure ne sont plus respectés (Ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, rupture des matériaux). Selon l'article (A.4.5,2 du BAEL 99), la restriction de compression du béton ( $\bar{\sigma}_{bc}$ ) est fixée à  $0.6f_{cj}$ .

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$



**Figure I.2 :** Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Le schéma représente une ligne où la déformation relative est confinée à 2‰ (état élastique).

### b) Contrainte limite de cisaillement :

Les justifications des poutres en béton armé soumises à la force de cisaillement sont réalisées sur la base de la contrainte tangente qui est conventionnellement considérée comme :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0.d} \quad (\text{Article 5.1,1 du BAEL 99})$$

Avec :

- $v_u$  : effort tranchant dans la section étudiée à l'ELU.
- $b_0$  : largeur de la section cisailée.
- $d$  : hauteur utile ( $d = 0,9h$  qui est la position des aciers tendus).

➤ **Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :**

Cas de fissuration non préjudiciable (Peu nuisible) :  $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right\}$

Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable  $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right\}$

### I.5.2. Les aciers :

L'acier est un mélange du fer et d'un faible pourcentage de carbone, sa fonction est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion, ce à quoi le béton n'est pas résistant. Les aciers se caractérisent par leur nuance et leurs surfaces. Typiquement, on utilise trois catégories :

➤ **Les aciers à haute adhérence (HA) :**

Conformément à l'Art.7.2.2 du RPA 99 / version 2003, mis à part pour les armatures transversales, les armatures destinées au béton armé des éléments majeurs doivent avoir une forte adhérence avec une limite d'élasticité spécifiée ne dépassant pas 500 MPa. De plus, l'allongement global relatif sous des charges maximales spécifiées doit être supérieur ou égal à 5%.

➤ **Les Treillis soudés (TS) :**

Il s'agit de grilles disposées en rangées qui se croisent à angle droit et sont soudées électriquement à leurs points de rencontre, avec une nuance FeE500.

→ Dans notre cas, on utilisera deux types d'aciers :

- Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .
- Treillis soudé TS520 ( $\Phi < 6 \text{ mm}$ ), dont la limite d'élasticité  $f_e = 520 \text{ MPa}$ .

#### a) Module d'élasticité longitudinale :

Il s'agit d'une caractéristique quantitative d'un matériau, qui décrit la relation entre la contrainte et la déformation. Sa valeur demeure constante indépendamment du type d'acier. L'article (BAEL 91 A.2.2,1) précise la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier (ES) comme suit :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$

#### b) Coefficient de poisson :

Pour les aciers, le coefficient de Poisson est fixé à 0,3 et demeure constant indépendamment de la nuance de l'acier.

c) La limite d' élasticité de l' acier (Art A.4.3,2 de BAEL91 / version 99):

La contrainte limite de déformation de l'acier a l'ELU est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.
- $\gamma_s = 1.15$  pour la situation durable.
- $\gamma_s = 1.00$  pour la situation accidentelle.
- $\sigma_{st} = 348$  MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400

❖ Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2, 2/BAEL 99)

Ce schéma s'applique à tous les types d'aciers, quel que soit leur procédé de fabrication. L'extension maximale de l'acier est restreinte à 90‰.

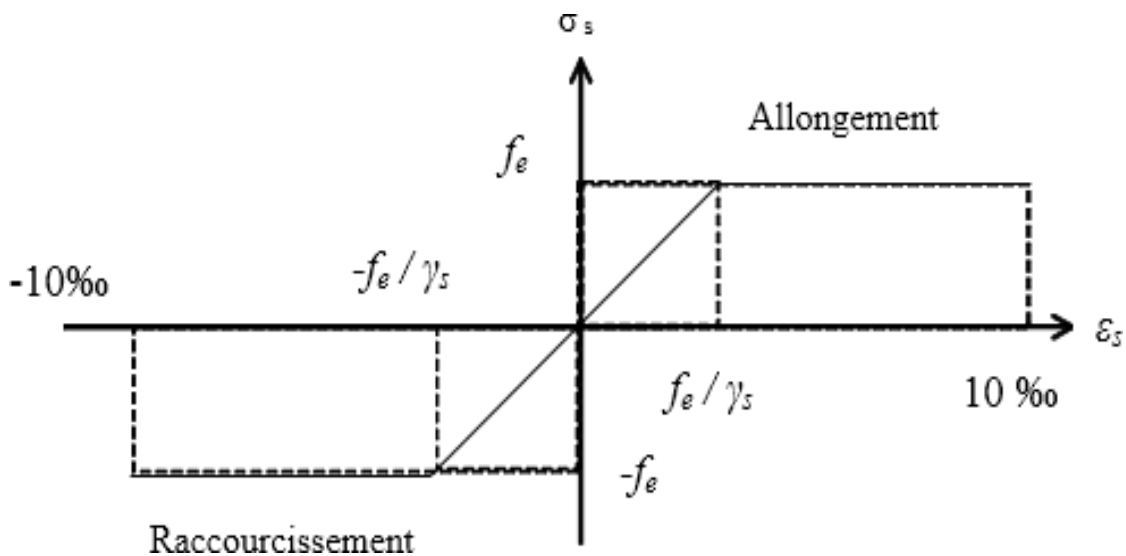


Figure I.3 : Diagramme de calcul contraintes –déformation de l'acier

➤ **Contrainte admissible - ELS : (Art A.4.3,2 de BAEL91 / version 99)**

On distingue trois cas selon le type de fissuration considéré :

- **Fissuration peu nuisible ou peu préjudiciable : (Art A.4.5, 32 BAEL91)**

Situation d'objets non exposés à des conditions météorologiques défavorables et à un environnement hostile. Selon le BAEL91, on parle d'éléments localisés dans des espaces intérieurs fermés (sans présence de gaz ni de substances chimiques), non exposés à des condensations ; dans ce contexte, aucun contrôle n'est requis.

- **Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5, 33 BAEL91)**

On considère que la fissuration est nuisible lorsque les composants sont exposés aux conditions climatiques, à des condensations ou peuvent être alternativement submergés et immergés dans de l'eau douce. Dans ce cas :

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_{te}; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right\} \text{ en MPA}$$

**Avec :**

$\eta$  : le coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses

$\eta = 1.3$  pour les HA ( $\emptyset < 6 \text{ mm}$ )

$\eta = 1.6$  pour les HA ( $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$ )

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

- **Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.33 BAEL99)**

On considère que la fissuration est particulièrement nuisible lorsque les composants sont soumis à un environnement hostile.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{1}{2} f_{te}; 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right\} \text{ en MPA}$$

**a) Protection des armatures : (Art A-7.2, 4 BAEL99)**

Pour garantir un bétonnage adéquat et protéger les armatures des impacts des conditions climatiques et des substances corrosives, il est essentiel que le recouvrement (c) des armatures respecte les normes suivantes.

- ✓ **c ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations
- ✓ **1 cm > c ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- ✓ **3 cm > c ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou brouillards salins

ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

## I.6. Les actions et sollicitations :

### 1) Actions :

Il s'agit des forces et couples générés par les charges imposées à la structure, ainsi que des effets des changements statiques ou d'états (retrait, fluage, variations de température, affaissements) qui provoquent des déformations de la structure.

- Charges permanentes.
- Charges d'exploitation.
- Charges climatiques.

#### a) Les actions permanentes (G) :

Les actions constantes, étiquetées G, dont l'intensité reste stable ou change très légèrement au fil du temps, ou fluctue toujours dans la même direction en visant une limite comme, par exemple, les actions engendrées par les déformations différées du béton (retrait, fluage).

Il s'agit d'actions dont les fluctuations de l'intensité sont rares ou insignifiantes par rapport à la valeur moyenne, elles comportent

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

#### c) Les actions variables ( $Q_i$ ) :

Les actions variables, identifiées par  $Q_i$ , qui présentent des fluctuations fréquentes et majeures au fil du temps ; elles incluent notamment :

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

#### d) Les actions accidentelles ( $F_A$ ) :

Les actions fortuites, désignées par  $F_A$ , issues de phénomènes rares ayant une durée d'application limitée:

- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Séisme

**2. Sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts appliqués à chaque point et sur chaque portion de la structure par les actions exercées sur celle-ci, elles se traduisent sous forme de forces, d'efforts (classiques ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

**- Différentes combinaisons d' action données par le RPA :**

On se sert des combinaisons suivantes pour déterminer les sollicitations de calcul dans les éléments:

## ➤ Situation durable :

- ELU :  $1.35G + 1.5Q$
- ELS :  $G + Q$

## ➤ Situation accidentelle :

- $G + Q \pm E.$
- $0.8 G \pm E.$

**I.7. Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons détaillé tous les composants de notre travail et les propriétés mécaniques des matériaux que nous prévoyons d'employer lors de la construction, en conformité avec le code parasismique algérien « RPA99/version 2003 » et les normes du « BAEL 91/modifié 99 ».

# **Chapitre II :**

## **Pré-dimensionnement des éléments**

**II. Introduction :**

Le pré-dimensionnement des composants assure une première estimation de leurs dimensions dans la structure. C'est une phase cruciale qui doit être menée avec soin et en respectant les diverses normes afin de garantir la stabilité et la solidité du projet, notamment le RPA99/2003 et le BAEL91/99.

Nous procéderons à la pré-dimensionnement des planchers, poutres, voiles, dalles pleines et poteaux.

**II-1 Le plancher :**

Le plancher, qui constitue un composant de la structure horizontale séparant deux étages, remplit les fonctions suivantes :

- **Résistance** : On considère que les planchers ont une rigidité infinie dans le plan horizontal. Ils sont censés soutenir leur propre poids ainsi que les surcharges du niveau et transmettre ces charges aux poutres, qui à leur tour les transmettent aux poteaux, puis aux fondations.
- **Isolation** : Les planchers offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages, tout en garantissant l'étanchéité contre l'eau et l'humidité.
- **Protection contre les feux.**
- **Contreventement** : Les planchers contribuent à la solidité des murs et des structures face aux efforts horizontaux.

➤ **Plancher en corps creux :**

Le sol est constitué de hourdis disposés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, qui sont à leur tour placées sur les poutres principales (direction de la petite portée). L'ensemble est complété par une dalle de compression renforcée avec du treillis soudé.

Selon le BAEL (article B.6.8, 424), la hauteur du plancher doit respecter la condition suivante:

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$$

$h_t$  : Hauteur totale du plancher

$L_{max}$  : Portée maximale entre noeud d'appui dans le sens des poutrelles ( $L_{max} = L - b$ )

Le RPA exige le  $\min(b, h) \geq 25$  cm en zone IIa, on prend  $\min = 25$ cm.

$L$  : Distance entre-axe des poteaux.

Selon le plan on a :  $L_{max} = 360 - 25 = 335$  cm

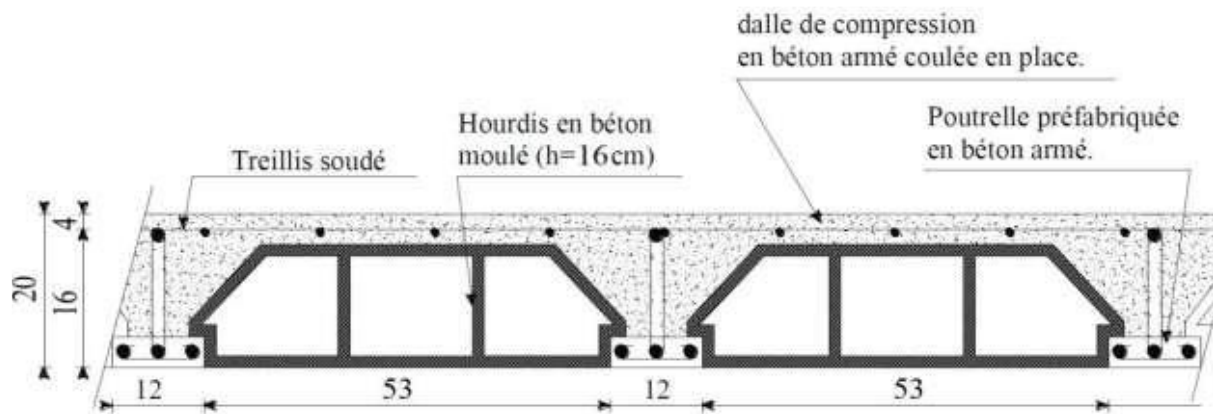
$$h_t \geq \frac{335}{22.5} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq 14.88 \text{ cm}$$

D'où :  $h_t = 20 \text{ cm}$

⇒ On opte pour un plancher de type  $h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$

**16 cm** : épaisseur de corps creux (Hourdis)

**4 cm** : épaisseur de la dalle de compression



**Figure II.1** Illustration d'un Plancher en corps creux 16+4

## II-2 Les Poutres :

Les poutres sont des composants structuraux horizontaux qui assurent la répartition des charges verticales et horizontales vers les éléments porteurs (poteaux, voiles).

Le dimensionnement préliminaire des poutres se fait selon la formule ci-après :

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

### II-2-1 Les poutres principales (les porteuses) :

$L_{max}$  : Distance maximale entre-axes des poteaux

$L$  : Portée libre de la poutre

Dans la zone IIa, il y a une exigence concernant la largeur des poteaux, qui doit dépasser 25 cm (Article 7.4.1 du RPA99/2003).

La hauteur de la poutre :

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

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \quad 29 \text{ cm} \leq h \leq 43.5 \text{ cm}$$

⇒ On opte pour **h = 35 cm**

La largeur de la poutre :

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \quad \Rightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

⇒ On opte pour **b = 30 cm**

### II-2-2 Les poutres secondaires :

La hauteur de la poutre :  $L = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$

$$\frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \quad 22.33 \text{ cm} \leq h \leq 33.5 \text{ cm}$$

⇒ On opte pour **h = 30 cm**

La largeur de la poutre :  $0,3h \leq b \leq 0,8h \quad \Rightarrow \quad 9 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm}$

⇒ On opte pour **b = 20 cm**

### II-2-3 Vérification des exigences du RPA 99/2003 :

Selon l'article 7.5.1 du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/2003), les poutres doivent se conformer aux dimensions suivantes :

$$\text{Art 7.5.1 RPA99 / 2003} \quad \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4.0 \end{cases}$$

**Tableau II.1.** Vérification des conditions du RPA 99/2003

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	Condition vérifiée
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Condition vérifiée
$h/b \leq 4.0$	1.33	1	Condition vérifiée

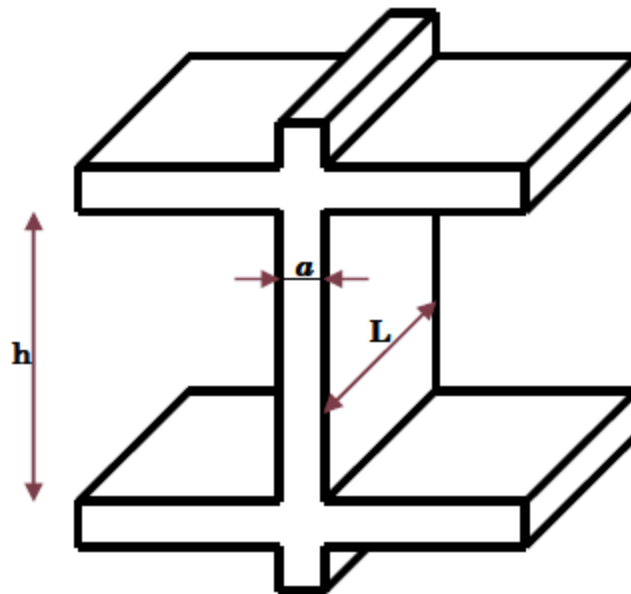
Donc on opte pour les poutres les dimensions suivantes :

**Poutres principales : 30 X 35 cm<sup>2</sup>**

**Poutres secondaires : 20 X 30 cm<sup>2</sup>**

### II. 3 Les voiles :

Les voiles, des éléments en béton armé solidement fixés et coulés sur site, ont pour but de garantir la stabilité de la structure face aux forces horizontales causées par les séismes et les vents d'une part, et de supporter une partie des charges verticales d'autre part.



**Figure II. 2 :** Coupe de voile en élévation.

Conformément au RPA 99/2003 La réduction d'épaisseur minimale des voiles est de 15 cm. En outre, l'épaisseur doit être choisie en considérant la hauteur libre d'étage et les exigences de rigidité aux extrémités (Art 7.7.1). L'épaisseur d'un voile dépend des conditions de rigidité aux extrémités, et elle est déterminée par le plus grand parmi les trois rapports.

$$\text{Max} \left( \frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right)$$

Avec :

$h_e$  : Hauteur libre de l'étage

$a$  : Epaisseur du voile

Les conditions de rigidité aux extrémités considérés sont indiquées en Figure II.3

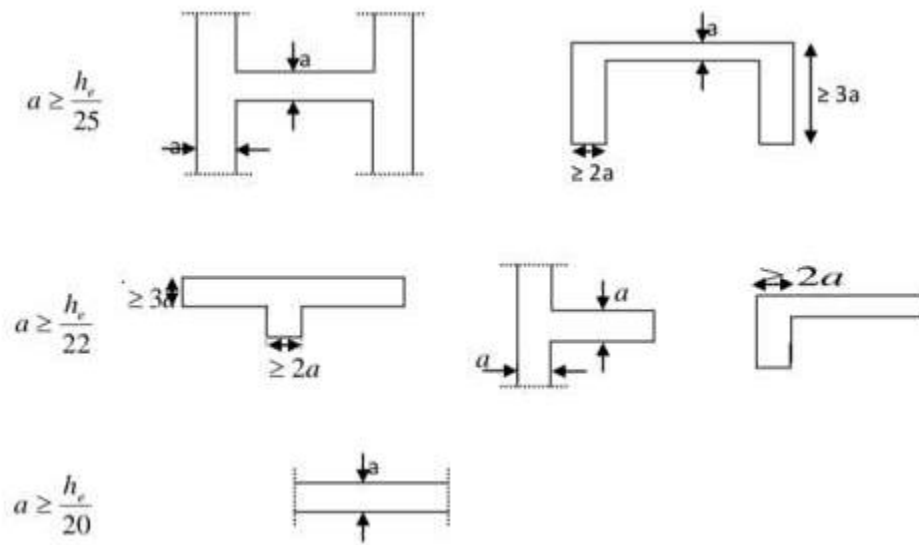


Figure II.3 : Conditions de rigidité aux extrémités des voiles

**Rez-de-chaussée :**

$$h_e = h - h_{\text{poutre}}$$

$$h_e = 306 - 30 = 276 \text{ cm}$$

$$- a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{276}{22} = 12.54 \text{ cm}$$

$$- a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{276}{25} = 10.04 \text{ cm}$$

⇒ on opte pour une épaisseur : **a = 15 cm**

**Etages courants:**

$$h_e = h - h_{\text{poutre}}$$

$$h_e = 290 - 30 = 260 \text{ cm}$$

$$- a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{260}{22} = 11.81 \text{ cm}$$

$$- a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{260}{25} = 10.4 \text{ cm}$$

⇒ on opte pour une épaisseur : **a = 15 cm**

**?? Calcul de la longueur minimale de voile :**

Selon l'article 7.7.1 du RPA99/2003, la longueur (L) des voiles doit être au minimum quatre fois supérieure à son épaisseur.

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 * 15 \Rightarrow L \geq 60 \text{ cm}$$

?? Donc on opte pour les dimensions suivantes :

- Epaisseur de voile : a = 15 cm
- Longueur minimale de voile : L ≥ 60 cm = 0,6 m

**II.5. Les poteaux :**

Le dimensionnement préliminaire des poteaux sera effectué en fonction de la charge descendante, en se basant sur le poteau le plus sollicité. Ils seront pré-dimensionnés selon l'ELS en compression simple, sous un effort axial normal (NS), qui sera exclusivement supporté par la section du béton. Avec :  $N_s = G + Q$  (effort standard de compression attribué au pilier le plus sollicité).

La section transversale est donnée par la relation suivante :  $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

**Avec :**

- $N_s$  : Effort de compression repris par les poteaux
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible du béton à l'ELS, donné par

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

Les exigences du RPA 99/2003 [Art 7.4.1] doivent être respectées concernant les dimensions de la coupe transversale des poteaux.

Pour un pilier rectangulaire dans la zone IIa, on a :

$$\left. \begin{array}{l} \min(b: h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b: h) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right\} \text{Art.7.4.1 du RPA99 / 2003}$$

**Remarque :**

Initialement, on considère la section minimum requise par le (RPA 99/2003) pour un poteau situé en (zone IIa), qui est de (25 x 25) cm<sup>2</sup>.

**II.5.1. Evaluation des charges et surcharges :**

L'évaluation des charges et surcharges implique un calcul itératif pour chaque composant porteur de la structure, déterminant la charge attribuée de chaque étage jusqu'à la fondation.

En règle générale, la répartition des charges se fait selon les surfaces attribuées à chaque élément porteur (portique - voile), connues sous le nom de surfaces d'influence.

**A) Charges permanentes :**

Le DTR BC 2.2 fournit ces charges pour les divers éléments suivants :

**1) Plancher terrasse inaccessible corps creux :**

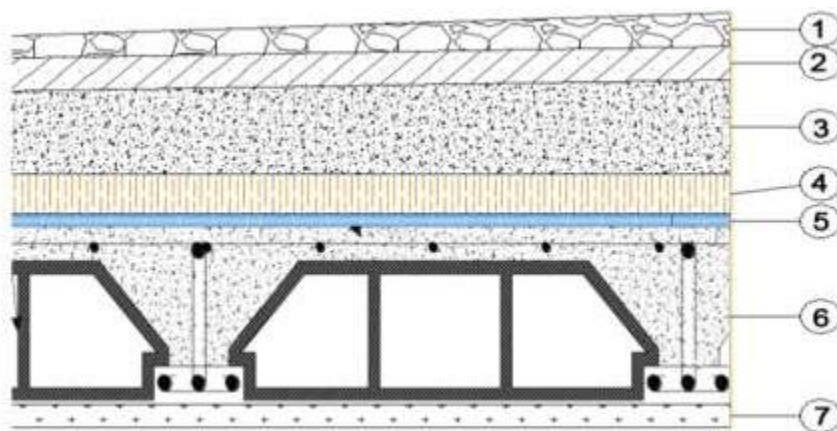


Figure II.4 : Section du plancher terrasse inaccessible en structure creuse

**Tableau II.2** : charges revenants (G) au plancher terrasse inaccessible

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN / m <sup>2</sup> )
1	Gravillon roulé	0,05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
3	Forme de pente	0,1	22	2.20
4	Isolation thermique	0,04	4	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.02
6	Plancher (16+4)	0,2	14	2.80
7	Enduit plâtre	0,02	10	0.20

$$G = 6,40 \text{ kN / m}^2$$

## 2) Plancher étages courants en corps creux :

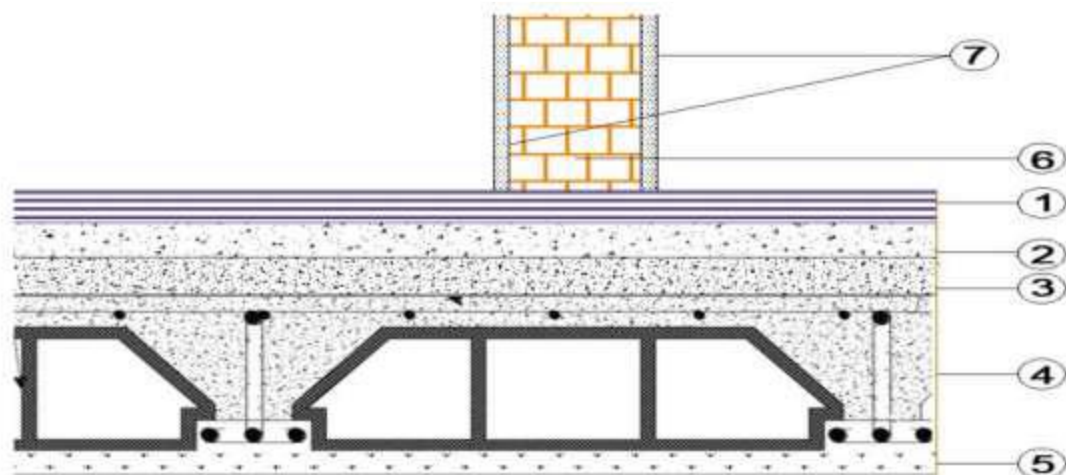


Figure II.5 : Section du plancher de l'étage actuel en matériau creux

**Tableau II.3** : Charges revenants (G) au plancher étage courant

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN / m <sup>2</sup> )
1	Gravillon roulé	0,05	18	0.90
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0.12
3	Forme de pente	0,1	22	2.20
4	Isolation thermique	0,04	4	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.02
6	Plancher (16+4)	0,2	14	2.80
7	Enduit plâtre	0,02	10	0.20

G = 5,48 KN / m<sup>2</sup>**3) Plancher dalle pleine :****Tableau II.4** : charges revenants (G) au plancher dalle pleine

No	Eléments	No Eléments Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/ m <sup>3</sup> )	Poids surfacique ( kN / m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0.44
2	mortier de pose	0,02	20	0.40
3	couche de sable	0,03	18	0.54
4	Dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0.2
6	Closions de séparation interne	0,1	10	0.9
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0.2

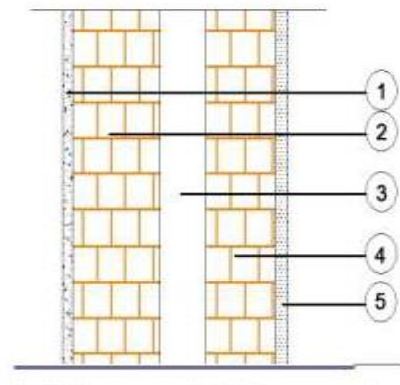
G= 6.43 KN/ m<sup>2</sup>**4) Balcons des étages courants :**

**Tableau II.5** : Charges revenants (G) au balcon terrasse

N	Eléments	No Eléments Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/ m <sup>3</sup> )	Poids surfaccique ( kN / m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0.44
2	mortier de pose	0,02	20	0.40
3	couche de sable	0,03	18	0.54
4	Dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0.36
				G = 5,49 KN / m <sup>2</sup>

**4) Les Murs extérieure :**

Comme le montre la Figure II.6, la structure analysée est dotée de murs extérieurs construits avec des cloisons doubles en utilisant de la brique creuse.

**Figure II.6** : Coupe verticale du mur extérieur

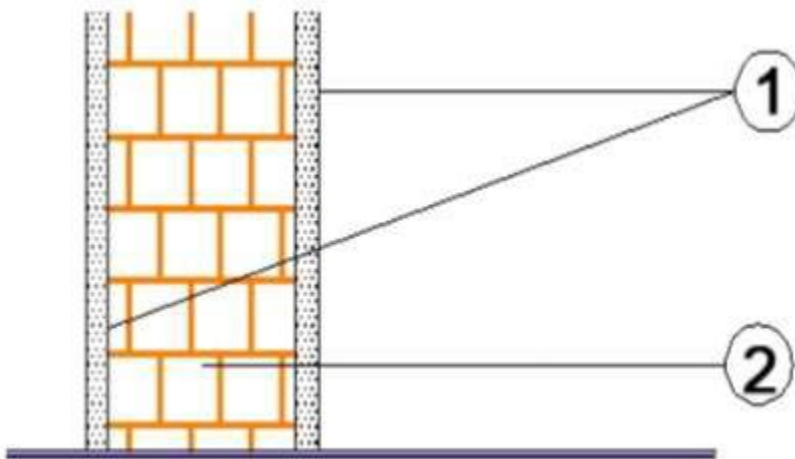
Le Tableau II.6 présente les valeurs des charges pour les divers éléments constituant le mur extérieur.

**Tableau II.6 :** Charges revenants (G) aux murs extérieurs

N	Eléments	N <sup>o</sup> Eléments Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/ m <sup>3</sup> )	Poids surfaccique ( kN / m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	L'âme d'aire	0.05	/	/
4	Briques creuses	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G = 2,40 KN / m <sup>2</sup>

### 5) Murs intérieurs :

Comme le montre la Figure II.7, les murs intérieurs sont édifcés en utilisant des briques creuses avec une seule paroi et un revêtement en plâtre appliqué sur les deux faces.



**Figure II.7 :** Coupe verticale du mur intérieur

**Tableau II.7 :** Charges revenants (G) aux murs intérieurs

N	Eléments	N <sup>o</sup> Eléments Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/ m <sup>3</sup> )	Poids surfacique ( kN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				G = 1,30 KN / m <sup>2</sup>

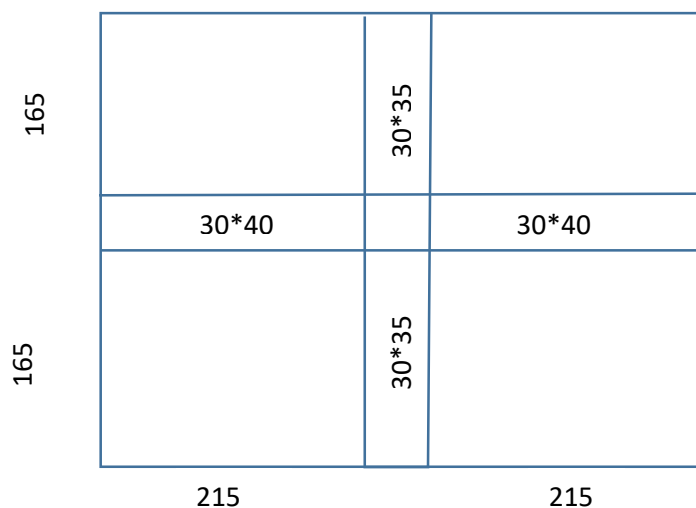
**B) Charges d’exploitation :**

Le D.T.R.B.C2, 2 fournit ces valeurs, un récapitulatif est présenté dans le Tableau II.8.

**Tableau II.8. Charges d’exploitation**

Éléments	Charges
Plancher terrasse inaccessible	1.00 KN/m <sup>2</sup>
Plancher étage courant	1.50 KN/m <sup>2</sup>
Plancher dalle pleine	2.50 KN/m <sup>2</sup>
Balcon	3.50 KN/m <sup>2</sup>
Acrotère	1.00 KN/m <sup>2</sup>
Escalier	2.50 KN/m <sup>2</sup>

**Surface d’influence :**



**Figure II.8 :** Surface d’influence du poteau le plus sollicité

Calcul de la surface d'influence :

On a la largeur de la poutre principale égale à :  $b = 30 \text{ cm}$

Donc :

$$S_i = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = \left( \frac{3.60-0.3}{2} \right) + \left( \frac{4.60-0.3}{2} \right) = 1.65 * 2.15 = 3.55 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \left( \frac{3.60-0.3}{2} \right) + \left( \frac{4.60-0.3}{2} \right) = 1.65 * 2.15 = 3.55 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \left( \frac{3.60-0.3}{2} \right) + \left( \frac{4.60-0.3}{2} \right) = 1.65 * 2.15 = 3.55 \text{ m}^2$$

$$S_4 = \left( \frac{3.60-0.3}{2} \right) + \left( \frac{4.60-0.3}{2} \right) = 1.65 * 2.15 = 3.55 \text{ m}^2$$

$$S_i = 3.55 + 3.55 + 3.55 + 3.55 = 14.2 \text{ m}^2$$

### II.5.2 Poids propre des éléments :

#### A) Les Plancher :

Pour calculer le poids d'un plancher, on utilise la formule suivante :

$$P = G * S_n$$

Avec :

P : Poids propre du plancher

G : Charge surfacique revenant au plancher

$S_n$  : Surface nette du plancher

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } P = 6,40 \times 14.2 = 90.88 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant : } P = 5,48 \times 14.2 = 77.816 \text{ KN}$$

#### B) Les poutres :

Pour déterminer le poids spécifique d'une poutre, il est nécessaire de multiplier la densité du matériau par son volume.

$$G_{\text{poutre}} = \rho \times V$$

Avec:

$\rho$  : poids volumique du matériau (25 KN / m<sup>3</sup>)

V : volume de l'élément Avec:

$$\text{Poutre principale : } G_{pp} = 25 \times ((0,3 \times 0,40) \times (2,15 + 2,15)) = 12.9 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire : } G_{ps} = 25 \times ((0,3 \times 0,35) \times (1,65 + 1,65)) = 7.425 \text{ KN}$$

D'où : la charge totale :  $G_T = 12.9 + 7.425 = 20.33 \text{ KN}$

### C) Les poteaux :

Conformément à l'article 7.4.1 du RPA99/2003, pour la zone IIa, l'épaisseur minimale de la section du poteau B est de  $25 \times 25 \text{ cm}^2$ .

$$\text{Poteau de Rez-de-chaussée : } G_p = 25 \times [0,25 \times 0,25 \times (3.06 - 0.40)] = 4.16 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau de l'étages courants : } G_p = 25 \times [0,25 \times 0,25 \times (2.90 - 0.40)] = 3.91 \text{ KN}$$

### II.5.3 Surcharges d'exploitations des éléments :

On emploie la formule ci-dessous pour déterminer le poids d'un plancher :

$$P = Q \times S_n$$

Avec :

P : Poids propre du plancher

Q : Charge d'exploitation revenant au plancher

$S_n$  : Surface nette du plancher

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } P = 1 \times 14.2 = 14.2 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher étage courant : } P = 1,5 \times 14.2 = 21.3 \text{ kN}$$

### II.5.4 Loi de dégression des surcharges :

Selon l'article 6.3 du règlement technique (DTR B.C.2.2), il est impératif d'appliquer une diminution progressive des charges d'exploitation pour les bâtiments de plusieurs étages, où les occupations de différents niveaux peuvent être perçues comme autonomes. Cette loi concerne également les structures résidentielles qui comptent au plus cinq étages.

La loi de dégression est :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

**Avec :**

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

$Q_0$  : charge d'exploitation de la terrasse

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

$Q_i$  : (i = 1 à n) charge d'exploitation respective des planchers des étages

**Tableau II.9.** Coefficients de dégression des charges

Niveau	5 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>	2 <sup>ème</sup>	1 <sup>ème</sup>	Base
Coefficient	1	1	0.90	0.80	0.70	0.60

**Les surcharges cumulées :**

a) Etage 5 :  $Q_9 = Q_0 = 14.2$  kN

b) Etage 4 :  $Q_8 = Q_0 + Q_1 = 35.5$  kN

c) Etage 3 :  $Q_7 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2) = 52.54$  kN

d) Etage 2 :  $Q_6 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 65.32$  kN

e) Etage 1 :  $Q_5 = Q_0 + 0,70 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 73.84$  kN

f) PDC :  $Q_4 = Q_0 + 0,60 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 78.10$  kN

Le tableau suivant donne un aperçu des résultats obtenus :

**Tableau II.10 :** Tableau récapitulatif de la descente des charges

Niveau	Charges permanents (kN)					Surcharges (kN)		N = Gc + Qc	Section (cm <sup>2</sup> )	
	Plancher	Poutre	Poteau	G <sub>tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q	Q <sub>cum</sub>		S <sub>trouvée</sub>	S <sub>adoptée</sub>
<b>5</b>	<b>90.88</b>	<b>20.33</b>	<b>3.91</b>	<b>115.11</b>	<b>115.11</b>	<b>14.2</b>	<b>14.2</b>	<b>129.31</b>	<b>11.37</b>	<b>30*30</b>
<b>4</b>	<b>77.816</b>	<b>20.33</b>	<b>3.91</b>	<b>102.06</b>	<b>217.17</b>	<b>21.3</b>	<b>35.5</b>	<b>252.67</b>	<b>15.89</b>	<b>30*30</b>
<b>3</b>	<b>77.816</b>	<b>20.33</b>	<b>3.91</b>	<b>102.06</b>	<b>319.23</b>	<b>21.3</b>	<b>56.3</b>	<b>375.53</b>	<b>19.37</b>	<b>35*35</b>
<b>2</b>	<b>77.816</b>	<b>20.33</b>	<b>3.91</b>	<b>102.06</b>	<b>421.29</b>	<b>21.3</b>	<b>77.6</b>	<b>498.89</b>	<b>22.33</b>	<b>35*35</b>
<b>1</b>	<b>77.816</b>	<b>20.33</b>	<b>3.91</b>	<b>102.06</b>	<b>523.35</b>	<b>21.3</b>	<b>98.9</b>	<b>622.25</b>	<b>24.94</b>	<b>40*40</b>
<b>RDC</b>	<b>77.816</b>	<b>20.33</b>	<b>3.91</b>	<b>102.06</b>	<b>625.41</b>	<b>21.3</b>	<b>120.2</b>	<b>745.61</b>	<b>27.30</b>	<b>40*40</b>

**II.5.5. Vérification des sections des poteaux vis-à-vis des exigences du RPA 99 / 2003 :**

Conformément à l'Article 7.4.1 du RPA 99/2003, dans la zone IIa, les dimensions doivent répondre aux critères suivants :

- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 25 cm ⇒ (Poteaux 30\*30) ..... **Condition. Vérifiée**

- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥  $\frac{he}{20} \Rightarrow \frac{he}{20} = \frac{260}{20} = 13$ ..... **Condition. Vérifiée**

-  $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \Rightarrow$ ..... **Condition. Vérifiée**

**II.5.6. Vérification au flambement :**

Le flambement est une déformation latérale significative et soudaine d'un composant en raison d'une compression. Ce phénomène est une manifestation des instabilités de forme. Pour éviter tout risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être respectée :

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

**Avec :**

λ : Elancement du poteau.

L<sub>f</sub> : longueur de flambement du poteau (L<sub>f</sub> = 0,7 l<sub>0</sub>).

L<sub>0</sub> = h<sub>e</sub> : Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ )

I : Moment d'inertie du poteau ( $I = \frac{bh^2}{12}$ )

B : Section transversale du poteau (B = b × h).

$$\lambda = \frac{0.7L_f}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_f}{\sqrt{\frac{b^2/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7L_f}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 * \sqrt{12} * \frac{L_f}{b} = 2.42 * \frac{L_f}{b}$$

On procède à une vérification sur les diverses sections des poteaux de la structure. On procède à quatre vérifications au total :

Poteaux (40x40), pour le RDC :

$$L_0 = 3.06 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{3.06}{0.40} = 18.513 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Poteaux (40x40), pour les étages (1) :

$$L_0 = 2.90 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{2.90}{0.40} = 17.55 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Poteaux (35x35), pour les étages (2 ; 3) :

$$L_0 = 2.90 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{2.90}{0.35} = 20.05 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Poteaux (30x30), pour les étages (4 ; 5) :

$$L_0 = 2.90 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{2.90}{0.30} = 23.40 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Chapitre III :**  
**Calcul des éléments non-**  
**structuraux**

**Introduction :**

Ce chapitre se concentrera sur l'analyse détaillée et spécifique de chaque composant secondaire (qui n'est pas intégré dans le système de contreventement) ; ces composants ont un impact variable sur la structure globale ; l'évaluation sera centrée sur la conception, l'armature et diverses vérifications.

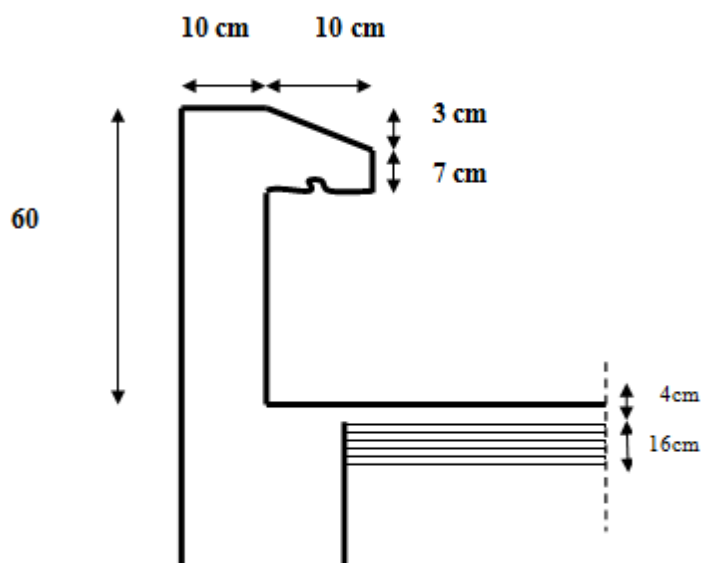
Le calcul sera effectué conformément aux règles du BAEL 91 modifié 99 et au RPA.

**III.1. Étude de l'acrotère :**

**III.1.1 : Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère est un composant de la structure enveloppant le bâtiment, conçu pour garantir une sécurité totale sur la terrasse inaccessible et préserver le gravier contre les rafales de vent. Le profil incliné de l'acrotère offre une défense contre l'infiltration des eaux de pluie.

L'acrotère, qui est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, doit supporter son propre poids  $G$  qui génère un effort normal  $N$  et une charge d'exploitation horizontale ( $Q=1[\text{KN/ml}]$ ) non pondérée causée par l'installation de la main courante, ce qui produit un moment de flexion ( $M$ ) dans la section d'encastrement. Ainsi, l'évaluation de l'acrotère est réalisée en flexion composée à l'état limite ultime et à l'état limite de service pour une bande de 1 mètre de largeur.



**Figure III.1.1** Coupe transversale d'un acrotère

**III.1.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

Calcul de la charge permanente de l'acrotère :  $G=S \cdot \gamma_b$

Avec :

$\gamma_b$  : Poids volumique de béton  $\Rightarrow \gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$

S : Surface de l'acrotère

**Calcul de la surface de l'acrotère :**

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1 \text{ ml}$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ .**

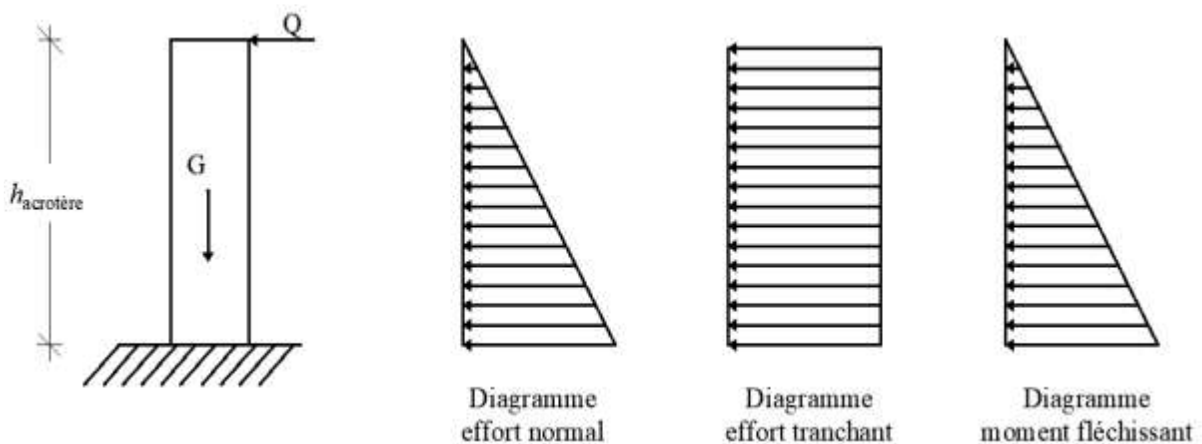
**III.1.3 Calcul des sollicitations (N, T et M) :**

Effort normal due au poids propre G :  $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,7125 \times 1 \text{ ml}$  ;  $N_G = 1,7125 \text{ kN}$

Effort tranchant due à la poussée latérale :  $T_G = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ kN}$

Moment due à l'effet de la main courante (Moment de renversement due à Q) :

$$M_Q = Q \times h_{\text{acrotère}} = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ kN.m}$$



**Figure III.1.2.** Diagramme des efforts internes à L'ELU

**III.1.4 : Combinaisons de Charge :**

**ELU :  $1.35G + 1.5Q$**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m.}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$$

**ELS :  $G + Q$**

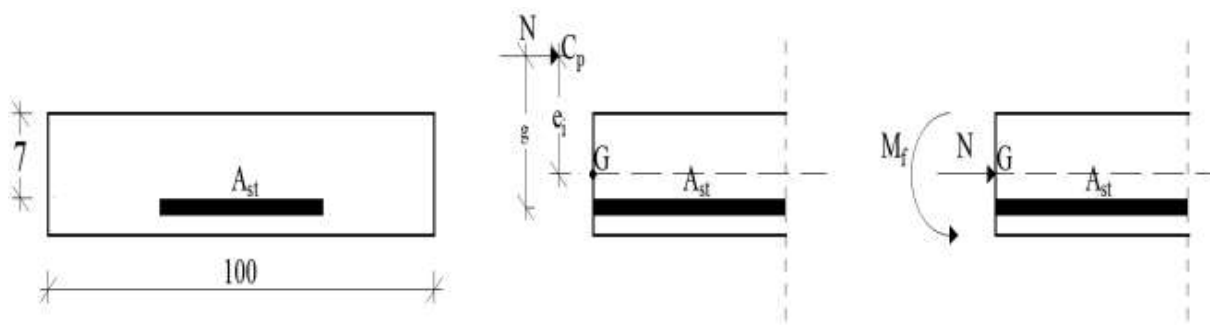
$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN.}$$

$$M_s = M_Q = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$$

**III.A.5 : Calcul Ferrailage de l'acrotère à l'ELU :**

Il s'agit d'analyser une section rectangulaire soumise à une flexion composée au niveau de l'ELU sous ( $N_u$ ) et ( $M_u$ ), puis de procéder à une vérification de la section à l'ELS sous ( $N_s$ ) et ( $M_s$ ).



**Figure III.1.3.** Schéma de la section du calcul de l'acrotère

Les dimensions de la section en béton armé sont spécifiées comme montré dans la Figure III.3, où « h » représentant l'épaisseur de la section est fixée à 10 cm et « b » désignant la largeur de la section est définie à 100 cm. Quant à l'enrobage, il est estimé à 3 cm, rendant la hauteur utile « d » égale à 7 cm.

N : Charge axiale excentrique (emplacement du centre de pression) .

g : Écart entre le centre de gravité des armatures tendues (Ast) et le centre de pression (Cp).

Pour définir les armatures, nous appliquons la méthode de calcul de flexion composée (selon le BAEL 91). Nous faisons appel à l'organigramme de calcul approprié qui consiste à analyser la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « Mf » pour déterminer les armatures fictives « Af », puis en flexion composée pour obtenir les armatures réelles « Ast et Asc ».

Calcul de l'excentricité (position du centre de pression) :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.90}{2.312} = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

**On prend  $c=c'=3 \text{ cm}$  car zone soumis aux condensations**

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$  Le point d'application de l'effort normal, ou centre de pression, est situé en dehors de la section délimitée par les armatures, ce qui entraîne une compression partielle de la section SPC.

$$G = \left(\frac{h}{2} - c\right) = 39 + 2 = 41 \text{ cm}$$

Calcul de la section d'armatures en flexion simple (armatures fictives) :

- Moment fictif (Mf) :  $M_f = N_u \times g = 2,312 \times (41 \times 10^{-2}) = 0,95 \text{ kN.m}$

- Moment réduit :

$$F_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot d \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot (1.15)} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{M_f}{b d f_{bc}} = \frac{0.95}{1 (0.07)^2 (14.2 \cdot 10^3)} = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow S S A (A_{sc} = 0)$$

$$\mu = 0.014 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.993.$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.95 \cdot 10^3}{0.993 \cdot 7 \cdot 348} = 0.393 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_{stf} = 0.393 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armatures en flexion composée (armatures réelles) :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.393 - \frac{2.312 \cdot 10}{348} = 0.327 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_{st} = 0.327 \text{ cm}^2$$

### III.1.6. Vérification à l'ELU :

#### Condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1 / BAEL 91-99)

Selon la définition, un élément est jugé non fragile. Une section qui est tendue ou fléchie, telle que la sollicitation qui provoque la fissuration du béton dans le plan de ladite section considérée, entraîne au plus une contrainte égale à la limite d'élasticité garantie des aciers.

$$A_{min} = 0.23 \left( \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

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

$$A_{min} = 0.23 \left( \frac{100 \cdot 7(2.1)}{400} \right) = 0.845 \text{ cm}^2 \quad A_{st} < A_{min} \Rightarrow \text{Condition non}$$

Vérifiée

$$A_{st} = A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } A_{adoptée} = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

#### Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_{st}}{3} = \frac{2.51}{3} = 0.627 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm.}$$

#### Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.211/ BAEL 91 -99) :

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$V = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kNh}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{avec } \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} (\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 70} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.02 \leq \min \{0.15 \cdot 25/1.5, 4\} = \min \{2.5, 4\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.02 < 2.5$   La condition est vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99) :**

Il est essentiel de comprendre l'interaction entre le béton et l'acier, car le béton armé est constitué de ces deux composants. Il convient donc de s'assurer que :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^- \quad \text{avec} \quad \tau_{se}^- = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$


**Avec :**  $\psi_s = 1.5$  (Acier de haute adhérence).

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 70 \cdot 10.05} = 2.37 \text{ MPa.}$$

**On a**  $\tau_{se} = 2.37 \text{ MPa} < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ MPa}$

 Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.} \quad \text{L}_s = 32 \text{ cm}$$

**Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5, 34 / BAEL 91 modifiée 99)**

La fissuration est très préjudiciable ; donc  $S_t \leq \min \{1.5 h, 20 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm.}$

$h = 10 \text{ cm.}$  C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **20 cm** ; donc la condition est vérifiée.

**III.1.7. Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

- La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

- La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{0.5 f_e, 90 \sqrt{f_{t28}}\} = \{0.5 \cdot 400, 90 \sqrt{1.6 \cdot 2.1}\} = 164.97 \text{ MPa}$$

Les aciers :  $\begin{cases} HA \geq 6 \text{ mm} \\ feE 400 \end{cases}$  Avec  $\eta = 1.6$

Calcul de  $\sigma_{st}$  :  $\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 d A_s}$  Avec  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul de  $\beta_1$  :  $\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b d} = \frac{100 \cdot 2.01}{100 \cdot 7} = 0.29$

$\rho = 0.29 \longrightarrow \beta_1 = 0.914 \longrightarrow K_1 = 43.478 \longrightarrow K = \frac{1}{k_1} = 0.023$

$\sigma_{st} = \frac{600}{0.914 \cdot 7 \cdot 2.01} = 46.66 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

**La contrainte dans le béton :**  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 0.023 \times 46.66 = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$

$\longrightarrow$  Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

**Résultats:**

**Donc on va ferrailer avec la section minimale car c'est elle la plus défavorable**

Suite à une vérification complète, nous avons opté pour le ferrailage suivant :

- Barres principales : 5 HA 8 = 2,51 cm<sup>2</sup>/ml avec un intervalle de 20 cm.
- Barres de distribution : 3 HA 8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml avec une distance de 25 cm entre elles.

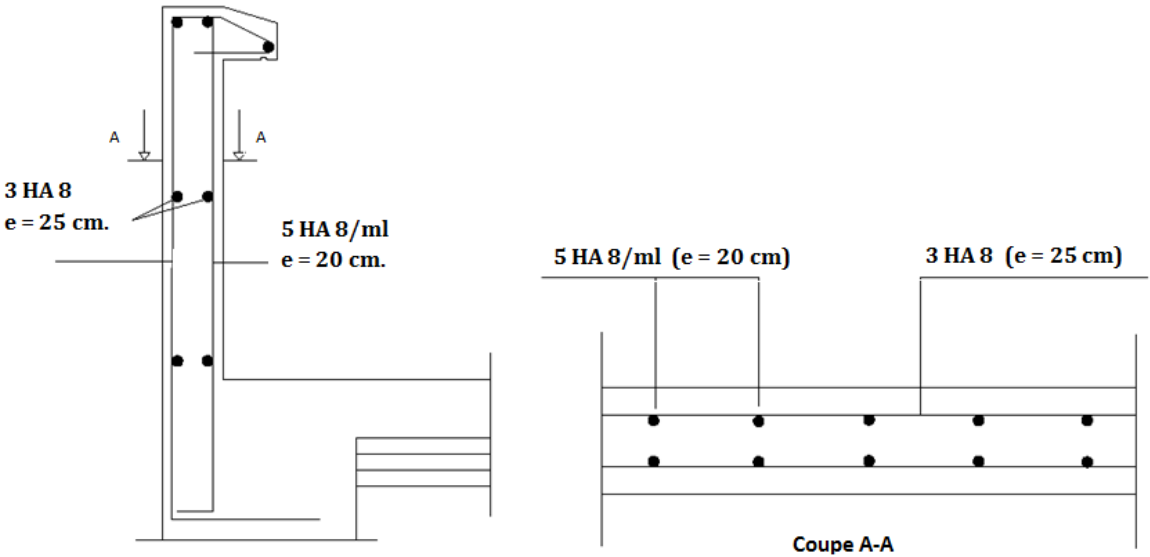


Figure III.A.5: Ferrailage de l'acrotère

### III.2. Calcul des planchers :

#### Introduction :

Le plancher est un élément horizontal de l'édifice qui divise deux étages d'un bâtiment, apte à supporter les charges et les surcharges tout en les répartissant vers les éléments porteurs verticaux et horizontaux. On distingue deux catégories de planchers :

- Plancher à corps creux
- Plancher en dalle pleine

#### III.2.1. Plancher en corps creux :

La structure est dotée d'un plancher en corps creux (16+4) avec des poutrelles préfabriquées sur site, qui sont placées dans la direction longitudinale et sur lesquelles repose le corps creux.

Le plancher est constitué de :

□ **Nervures appelées poutrelles de section en T :**

Ils assurent la fonction de soutien, avec une distance de 65 cm entre les axes des poutrelles.

□ **Remplissage en corps creux :**

Utilisé en tant que coffrage perdu et pour l'isolation phonique, sa hauteur est de 16 cm.

□ **Dalle de compression :**

appelée aussi table de compression ou dalle de répartition son épaisseur est de 4cm, réalisée avec un béton et un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Assurer la répartition entre poutrelles.
- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

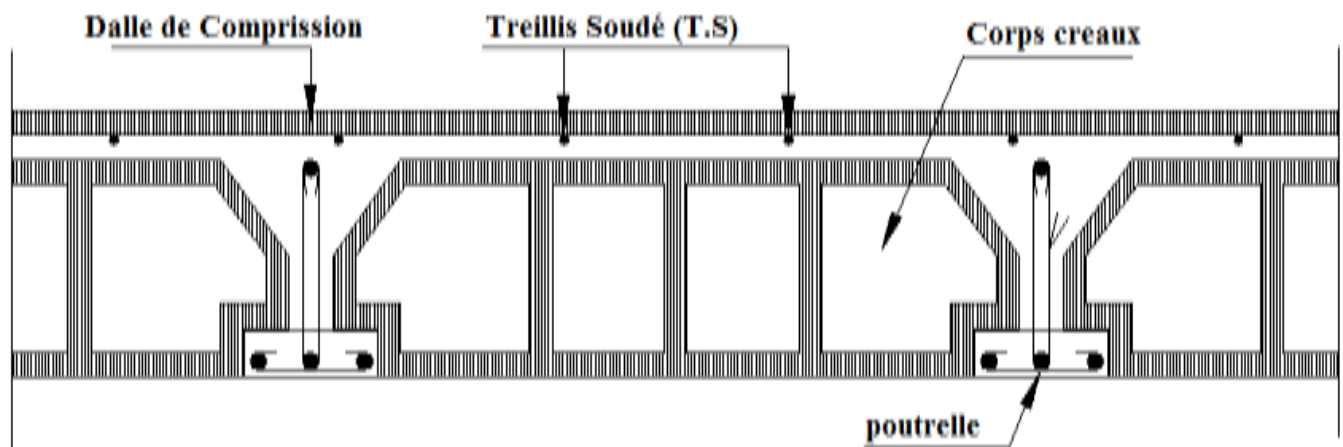


Figure III.2 .1. : Coupe d'un plancher en corps creux

**III.2.1.1. Dalle de compression :**

La dalle de compression, également connue sous le nom de table de compression, confère au plancher sa rigidité et garantit la transmission des charges vers les poutrelles. Elle est renforcée par un treillis soudé (TS 520) dont l'espace entre les mailles ne doit pas dépasser les normes spécifiées dans le BAEL 91/99 (Art B.6.8.423).

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

**Calcul des armatures : BAEL 91/99 (Art B.6.8.423)**

**Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

L : distance entre - axe des poutrelles (entre 50 cm < L < 80 cm) on prend **L= 65 cm**  
 fe: limite d'élasticité qui égale 520 MPa

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{\perp} = 4HA5 = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$       Avec un espacement de 15 cm

**Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.78}{2} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 4HA5 = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$       Avec un espacement de 15 cm

**III.2.1.2. Calcul des poutrelles :**

Les poutrelles préfabriquées sont arrangées en fonction de la direction de la portée réduite. L'opération s'effectue en deux phases :

**1ère Étape : avant le coulage de la dalle de compression :**

On considère que la poutrelle est simplement supportée par les deux poutres principales. Elle porte son propre poids, le poids du corps creux et celui de l'ouvrier évalué à 100 kg.

**Charges permanentes :**

- Poids propre de la poutrelle :

$$G1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre du corps creux :

$$G2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

- Poids total:

$$G = G1 + G2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

□ **Surcharges d'exploitation:**

- Surcharge de l'ouvrier :

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

□ **Ferraillage à l'ELU :**

- **Combinaison de charges :**

$$qu = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$qu = 1.35 (0.74) + 1.5(1) = 2.50 \text{ kN/ml}$$

- Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable

- **Moment maximal en travée :**

$$M0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2,50 \times 3,60^2}{8} = 4.05 \text{ KN. M}$$

- **Effort tranchant maximal :**

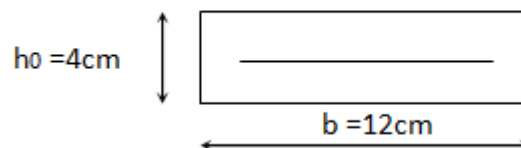
$$T_{max} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{2,50 \times 3,60}{2} = 4.5 \text{ KN}$$

-III.2.1.3 **Calcul des armatures :**

Les armatures seront calculées en flexion simple.

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivants :

b= 12 cm ; h= 4cm ; d= h-c= 2 cm



$$\mu = \frac{M0}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{4.5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6.602 > \mu_l$$

### La section est doublement armée

Il est indispensable d'avoir des supports intermédiaires pour aider à soutenir les charges avant le coulage de la dalle de compression, étant donné que la section des poutrelles (12×4) est très limitée et qu'elles nécessitent un renforcement par armatures de compression.

#### □ 2ème Étape : Après le coulage de la dalle de compression

Le calcul se fera en prenant en compte que la poutrelle fonctionne comme une poutre continue de section en T, soutenue par plusieurs appuis. Les supports de rive sont classés comme des encastremements partiels, tandis que les autres sont considérés comme des appuis simples.

La poutrelle est soumise à une flexion simple sous l'effet de la charge « qu » répartie de manière uniforme (situation combinée des charges et surcharges).

À ce point, la poutrelle doit supporter son poids intrinsèque, le poids du corps vide et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges qui s'appliquent au plancher.

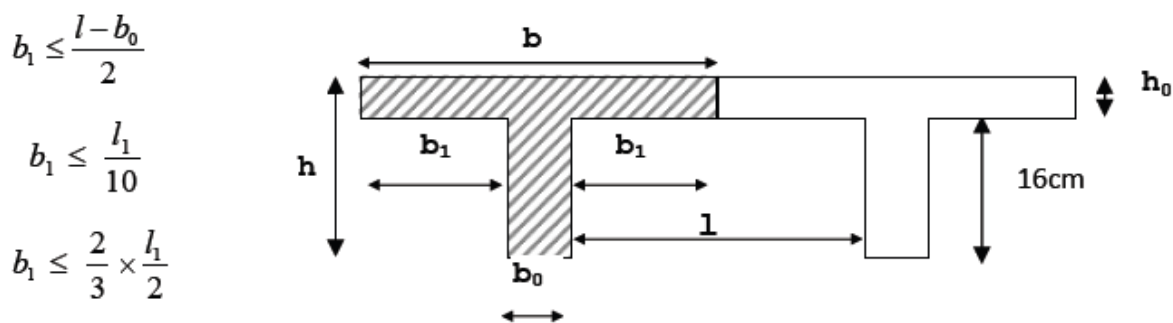


Figure III : Coupe verticale de la poutrelle

Avec :

- $b_0$  : largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{ cm}$
- $b$  : Distance entre axe des poutrelles
- $L$  : distance entre faces voisines de deux nervures  $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$
- $L_1$  : Longueur de la plus grande travée  $L_1 = 3,80 \text{ cm}$
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $H$  : hauteur totale de plancher

#### □ Détermination des sollicitations et combinaisons des charges :

##### □ Poids propre de plancher terrasse :

Poids propre de plancher :  $G = 6,40 \times 0,65 = 4,16 \text{ KN / ml}$

Surcharges d'exploitation :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN / ml}$

□ **Plancher étage courant :**

Poids de plancher :  $G = 5,48 \times 0,65 = 3,562 \text{ KN / ml}$

Surcharges d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN / ml}$

**Combinaisons des charges :**

□ **Plancher terrasse inaccessible :**

- ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,16) + (1,5 \times 0,65) = 6,591 \text{ KN / ml}$

- ELS :  $q_s = G + Q = 4,16 + 0,65 = 4,81 \text{ KN / ml}$

▣ **Plancher étage courant :**

- ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 3,562) + (1,5 \times 0,975) = 6,271 \text{ KN / ml}$

- ELS :  $q_s = G + Q = 3,562 + 0,975 = 4,537 \text{ KN/ml}$

**Remarque :**

Aucune différence notable n'est observée entre la charge imposée aux poutrelles du plancher terrasse inaccessible et celle appliquée aux poutrelles des planchers standards. Ainsi, afin de faciliter les calculs, l'analyse sera effectuée en tenant compte du cas le plus défavorable (poutrelles de terrasse inaccessibles) et la section d'armature obtenue sera appliquée à toutes les autres poutrelles.

**Note :** Les planchers comportent trois types de poutrelles

**Choix de la méthode :**

Le calcul des efforts internes s'effectuera en utilisant l'une de ces trois méthodes :

1) Méthode forfaitaire.

2) Méthode des trois moments.

3) Méthode de Caquot .

**a) Méthode forfaitaire :**

**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 modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/ m}^2$ .

$$Q = 1.5 \text{ (habitation)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$\text{a) } Q = 0,65 < \min(7,124 ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN / ml} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

b) La fissuration est non préjudiciable  $\Rightarrow$  **condition vérifier**

c) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les toutes les travées  $\Rightarrow$  **condition vérifier**

d) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.60}{3.60} = 1$$

Même longueurs pour toutes les travées  $\Rightarrow$  **condition vérifier**

**Les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable**

**Principe de la méthode :**

Il s'agit d'évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions prédéterminées de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la dite travée de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que celle considérée.

**Présentation de la méthode :**

$M_0$  : moment maximal dans la travée indépendante ayant la même portée que la travée en considérée , soumise aux mêmes charges.

$M_0 = q l_2 / 8$  ; 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.

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

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

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

**Application :**

**A) Combinaison de charge :**

$$\begin{cases} G = 5.48 \times 0.65 = 3.562 \text{ KN/ml.} \\ Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

**E.L.U:**  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.27 \text{ KN / ml.}$

**E.L.S :**  $q_s = G + Q = 4.54 \text{ KN / ml.}$

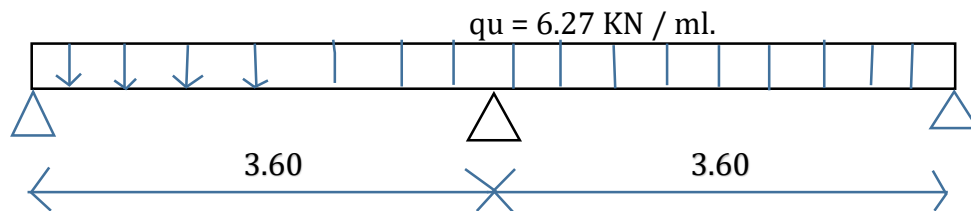


Figure III.C : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 3 appuis.

**Calcul du rapport des charges  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.48+1.5} = 0.21$$

· **Calcul des moments statiques :**

$$M_0 = M_{01} = M_{02} = \frac{qu l_2}{8} = \frac{6.27 \times 12.96}{8} = 10.16 \text{ KN.m}$$

Car les longueurs des travées sont égales.

**Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = M_C = 0,2 M_0 = 0.2 \times 10.16 = 2.032 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 M_0 = 0.6 \times 10.16 = 6.096 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments fléchissant en travées :**

**Etude de la travée AB (de rive) :**

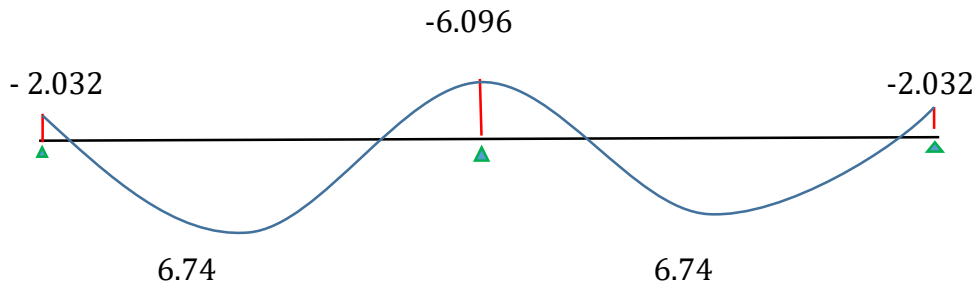
$$1) M_{t AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; .05 M_0 \}$$

Avec :  $(1 + 0.3\alpha) = 1.063 > 1.05$  ➡ **Condition vérifiée.**

$$M_{t AB} \geq (1.063 * 10.16) - \left( \frac{2.032 + 6.096}{2} \right) = 6.74 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t AB} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1.2 + (0.3 * 0.21)}{2} \right) * 10.16 = 6.42 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M_t AB = M_t BC = 6.74 \text{ KN.m}$



**Figure III.C :** Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.(x)

**Calcul des efforts tranchants :**

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

**Travée AB :**

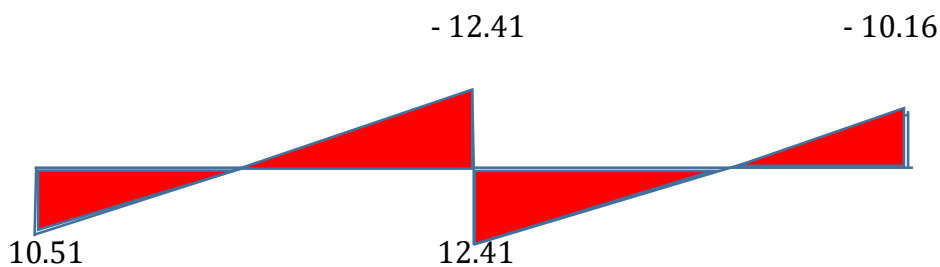
$$T_A = \frac{qu \times LAB}{2} + \frac{M_B - M_A}{LAB} = \frac{6.27 \times 3.60}{2} + \frac{(-6.096) - (-2.032)}{3.60} = 10.51 \text{ KN.}$$

$$T_B = -\frac{qu \times LAB}{2} + \frac{M_B - M_A}{LAB} = -\frac{6.27 \times 3.60}{2} + \frac{(-6.096) - (-2.032)}{3.60} = -12.41 \text{ KN.}$$

**Travée BC :**

$$T_B = \frac{qu \times LBC}{2} + \frac{M_C - M_B}{LBC} = \frac{6.27 \times 3.60}{2} + \frac{(-2.032) - (-6.096)}{3.60} = 12.41 \text{ KN.}$$

$$T_C = -\frac{qu \times LAB}{2} + \frac{M_C - M_B}{LBC} = -\frac{6.27 \times 3.60}{2} + \frac{(-2.032) - (-6.096)}{3.60} = -10.16 \text{ KN.}$$



**Figure III.C :** Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.

**Note :**

On utilisera le même armement pour toutes les travées et les supports en se basant sur les moments maximaux.

$M_{t\max} = 6.74 \text{ KN.m}$  et  $M_{amax} = 6.096 \text{ KN.m}$

**Ferraillage à l'ELU :**

**a) Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

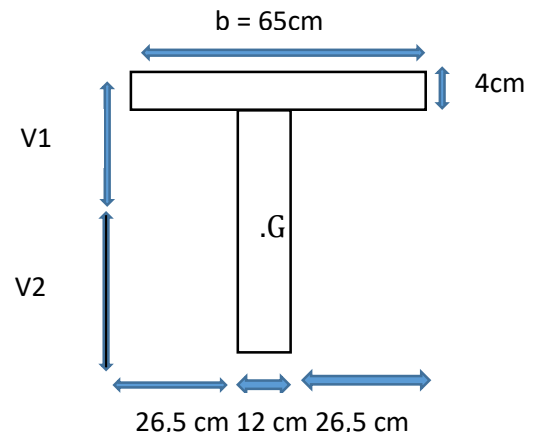
$M_{t\max} = 6.74 \text{ KN.m}$  et  $M_{amax} = 6.096 \text{ KN.m}$ .

La poutrelle sera calculée comme une section en T

dont les caractéristiques géométriques suivantes :

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

$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}.$        $\sigma_{st}=435 \text{ MPa}$



**Figure III.C.7:** Schéma statique de la poutrelle.

**En travées :**

$M_{t\max} = 6.74 \text{ KN.m}$

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

$$M_0 = f_{bu} \cdot h_0 \cdot b \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.04 \times 0.65 \times 0.16 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$M_{t\max} < M_0$  L'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de dimension  $(b \times h) = (65 \times 20)$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.74}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0225 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.028$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.9888$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.74 \times 10^2}{0.9888 \times 18 \times 435 \times 10^{-1}} = 1.00 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit comme armatures : **Ast = 3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>**

**Aux appuis :**

**Mamax = 6.096 KN.m**

$$M_o = f_{bu} \cdot h_o \cdot b \left( d - \frac{h_o}{2} \right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.04 \times 0.65 \times 0.16 = 59.072 \text{ kN.m}$$

Ma max < M0 ➔ L'axe neutre est dans la table de compression.

La table étant entièrement tendue, le calcul revient au calcul d'une section rectangulaire (b0 × h) = (12 × 20)

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{6.096}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.110 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1460$$

$$\beta = 0.942$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.096 \times 10^2}{0.942 \times 18 \times 435 \times 10^{-1}} = 0.83 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit comme armatures : **Ast = 2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**

**b) Armatures transversales : (Art A.4.2.3/BAEL91)**

$$\phi_t = \min \left[ \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right]$$

$$\phi_t \leq \min [10\text{mm}; 5.71\text{mm}; 12\text{mm}]$$

**Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$**

**Avec :**

**$\Phi_t$**  : Diamètre des armatures transversales.

**$\phi_{lmax}$**  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

**h** : Hauteur du plancher.

**b0** : Largeur de lame.

**Donc At = 2HA8 = 1.01 cm<sup>2</sup>**

■ **Espacement des armatures transversales : (Art A.5.1.22.BAEL 91)**

$$St \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (16.2 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

**Donc : St = 15 cm.**

**III.2.1.4. Vérification à l'ELU :****Vérification de rupture par cisaillement :( BAEL 91. Art A.5.1.211)****On a :  $V_{max} = 12.41 \text{ KN}$** 

$$\tau_u = V_{max} / b_0 d = 12.41 \times 10^3 / 120 \times 180 = 0.575 \text{ MPa}$$

Fissuration Peu Préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3.33 ; 5 \text{ MPa}\}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifier  $\Rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

**Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)**

$$\tau_s < \bar{\tau}_s ; \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence .

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{12.41 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 1.82 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte admissible :

$$\bar{\tau}_s = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**Longueur de scellement droit (Ancrage des barres) : (BAEL91-art A.6.1, 221)**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

$$\tau_s = (0,6 \times f_{t28} \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

**Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL91-art A.6.1.2.5.3)**

$$L_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

On adoptera  $l_r = 20\text{cm}$

**Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL91 (Art. A.5.1.313).**

☐ **Influence sur le béton :**

$$V_{max} \leq 0.4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; \text{ Avec } a = 0.9 \times d$$

$$V_{max} \leq 0.4 \times 0.9 \times 18 \times 12 \times \frac{2.5}{1.5} = 129.6 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ max} = 12.41 \text{ kN} < V_{max} = 129.6 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

■ **Influence sur les aciers : Appuis de rive : (BAEL 91 / 99 Art : A.5.1.312)**

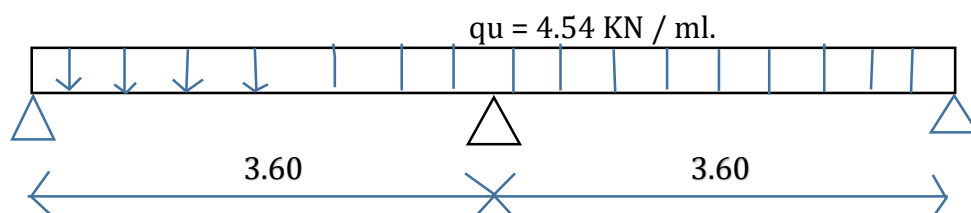
$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times V_u \text{ max}}{f_e} \quad ; \text{ avec } A_a = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq \frac{1.15 \times 12.41}{400 \cdot 10^{-1}} = 0.356 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57\text{cm}^2 \geq 0,356 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.2.1.5.Calcul à l'ELS:**

$$E.L.S : q_s = G + Q = 4.54 \text{ KN / ml.}$$



**Figure III :** Schéma statique de la poutre continue reposant sur cinq appuis

Le BAEL (A-6-5-1) indique que si la charge reste identique à travers les différentes travées, on obtient les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS en multipliant les résultats du calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ). Les tableaux ci-dessous présentent un résumé des valeurs des efforts internes :

$q_s/q_u=4.54 /6.27=0.72$

**Moment aux appuis :**

Noeuds	A	B	C
$M_{Appuis}(KN.m)$	1.46	4.39	1.46

**Tableau III : Moment en appuis a l'ELS.**

**Moment en travée :**

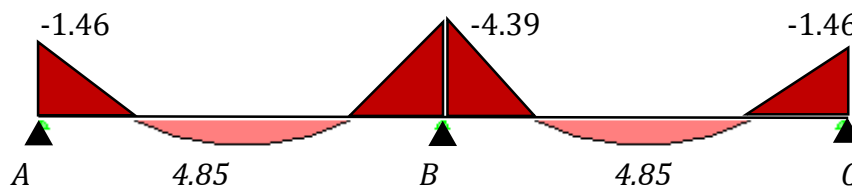
Travées	[A-B]	[B-C]
$M_t(x) (KN.m)$	4.85	4.85

**Tableau III : Moment en travée a l'ELS.**

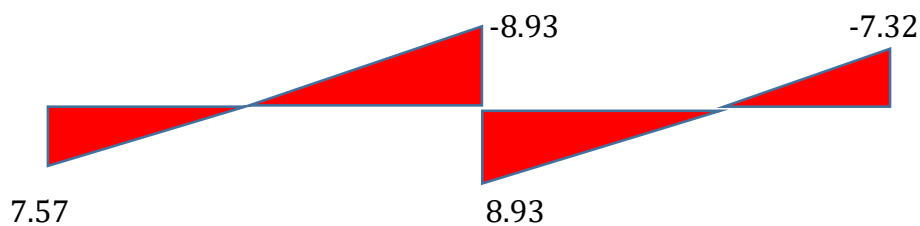
**Calcul des efforts tranchant :**

Travées	[A-B]	[B-C]
$T_i[KN]$	7.57	8.93
$T_{i+1}(KN)$	-8.93	-7.32

**Tableau III : Les efforts tranchants a l'ELS.**



**Figure III : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.**



**Figure III : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.**

**III.2.1.6.Vérification à l'ELS :**

**Effort interne max :**

**En travée :**  $M_{tmax} = 4.85 \text{ kN.m}$

**Sur appuis :**  $M_{amax} = 4.39 \text{ kN.m}$

**Efforts tranchants :**  $V_{max} = 8.93 \text{ kN}$

**☐ Vérification de l'état limite de compression de béton :**

**En travée :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^{\text{lim}}$

$$\text{Avec: } \sigma_{st}^{\text{lim}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.093$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 1.093 \qquad K_1 = 19.72 \qquad \beta_1 = 0,856$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tmax}^{ser}}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4.85 \times 10^3}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 133.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 133.38 \text{ MPa} < \sigma_{st}^{\text{lim}} = 348 \text{ MPa} \qquad \longrightarrow \qquad \text{condition vérifiée}$$

- **Contraintes dans le béton :** On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{\text{lim}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{133.38}{19.72} = 6.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.76 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^{\text{lim}} = 15 \text{ MPa} \qquad \longrightarrow \qquad \text{condition vérifiée}$$

**En appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^{\text{lim}}$ :

$$\text{Avec: } \sigma_{st}^{\text{lim}} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.726 \qquad K_1 = 25.32 \qquad \beta_1 = 0,876$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tmax}^{ser}}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4.39 \times 10^3}{1.57 \times 0.876 \times 18} = 177.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 177.33 \text{ MPa} < \sigma_{st}^{\text{lim}} = 348 \text{ MPa} \qquad \text{condition vérifiée}$$

- **Contraintes dans le béton** : On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{\text{lim}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{177.33}{25.32} = 7.00 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.00 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^{\text{lim}} = 15 \text{ MPa}$   $\longrightarrow$  **condition vérifiée**

**Conclusion :**

La limite de compression du béton aux points d'appui et dans les travées est contrôlée, donc les armatures choisies pour l'ELU sont adéquates.

**Etat limite de déformation - Vérification de la flèche : (Art .B.6.8.424 BAEL91 / modifié99)**

- La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

- Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{22.5} \longrightarrow \frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0.055 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{15.M_0} \longrightarrow \frac{h}{l} = 0.055 > \frac{4.85}{15 \times 10.16} = 0.032 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \longrightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_t^{ser}}{10 E_v I_{fv}}$$

f : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différée,  $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$

$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée.

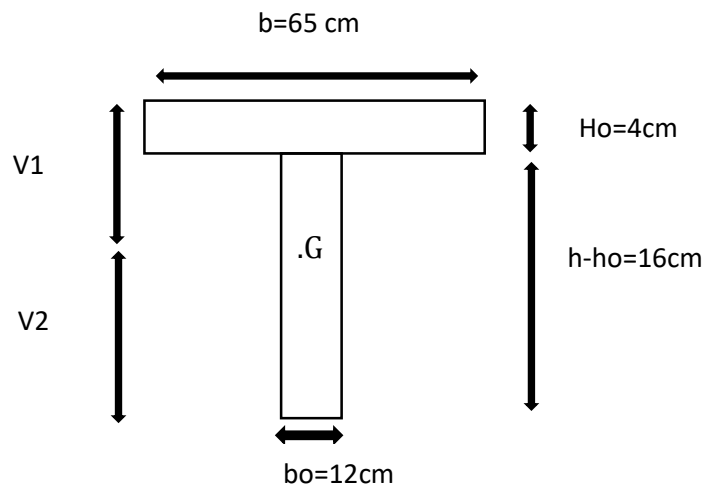


Figure III : schéma représentatif du centre de gravité de la poutrelle

Aire de la section homogénéisée :

$$B0 = B + nA = b0 \times h + (b - b0) h0 + 15Ast$$

$$B0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36 = 487.4 \text{ cm}^2$$

Moment statique :

$$S/xx = \frac{b0 \cdot h^2}{2} + (b - b0)h + \frac{h0^2}{2} + 15Ast \cdot d$$

$$S/xx = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times 4 + \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V1 = \frac{S/xx}{B0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.1 \text{ cm} ; \quad V2 = h - V1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I0 = \frac{b0}{2} (V1^3 + V2^3) + (b - b0)h0 \left[ \frac{h0^2}{12} + \left( V1 - \frac{h0}{2} \right)^2 \right] + 15A(V2 - c)^2$$

$$I0 = \frac{12}{2} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12)4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.36 (12.9 - 2)^2 = 20021.0607 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{Ar}{b0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 \quad \text{D'ou : } \lambda v = \frac{0.02ft28}{\rho(2 + \frac{3b0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{\rho(2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.495$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \cdot ft28}{4\rho\sigma_s + ft28} ; 0 \right) = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 133.38 \times 2.1} ; 0 \right) = 0.255$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I0}{1 + \lambda v \mu} = \frac{1.1 \times 20021.0607}{1 + 1.495 \times 0.255} = 15944.66 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{4.85 \times (3.60)^2 \times 10^7}{10 \times 10819 \times 15944.66} = 0.36 < \frac{L}{400} = 0.9 \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

**III.2.1.7. Conclusion :**

Après toutes vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : 3 HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>.

Armatures en appuis : 2HA 10 = 1.57 cm<sup>2</sup>.

Armatures transversales : 2HA8=1.01 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15 cm

**Ferrailage des poutrelles en travée:**

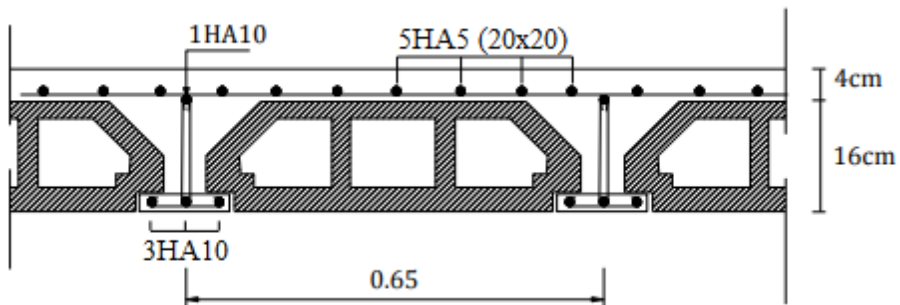


Figure III: schéma Ferrailage des poutrelles en travée

**Ferrailage des poutrelles aux appuis :**

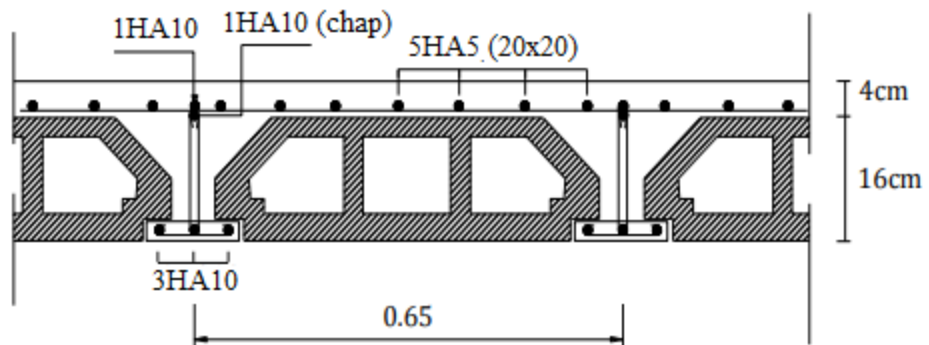


Figure III : schéma Ferrailage des poutrelles aux appuis.

**III.3.1.LES BALCON :**

La console est un élément constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, reposant sur deux ou plusieurs appuis, travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, dont l'épaisseur sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10} \quad ; \quad ep \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

Avec : L : largeur du balcon.

On prend : ep = 15cm

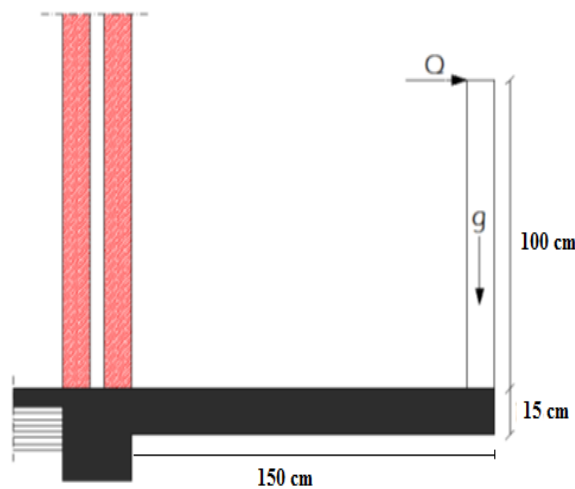


Figure III : Coupe transversale d'un balcon

**III.3.2.Détermination des charges et surcharges :**

Tableau représentatif des différentes charges surfacique des différents éléments constituant la dalle pleine (balcon) :

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m3)	G (KN/m²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0.44
mortier de pose	0,02	20	0.40
couche de sable	0,03	18	0.54
Dalle pleine	0,15	25	3.75
Enduit de ciment	0,02	18	0.36
<b>La charge permanent G (KN/m²) = 5.49</b>			
<b>La surcharge d'exploitation Q (KN/m²) = 3.5</b>			

Tableau III : Charge et surcharge de balcon.

désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m)
Mortier de ciment	2×(0,02)	18	0.72
Brique creuse	0.10	0.9	0.90
<b>La charge permanente : G (KN/m<sup>2</sup>)=1.62</b>			

Tableau III : Poids propre du garde-corps(en brique)

**Combinaison des charges :**

**A l'ELU :**

Charge uniforme :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 5.49 + 1.5 \times 3.5$  ;  $q_u = 12.66 \text{ kN/ml}$

Charge concentrée :  $g_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.62$  ;  $g_u = 2.19 \text{ kN/ml}$

Charge dû à la main courante :  $M_{ru} = 1,5 \times Q \times 1 = 1,5 \times 1$  ;  $M_{ru} = 1,5 \text{ KN .m}$

**A l'ELS :**

Charge uniforme :  $q_s = G + Q = 5.49 + 3.5$  ;  $q_s = 8.99 \text{ kN/ml}$

Charge concentrée :  $g_s = G = 1.62 \text{ kN/ml}$  ;  $g_s = 1.62 \text{ kN/ml}$

Charge dû à la main courante :  $M_{rs} = 1,5 \times Q \times 1 = 1,5 \times 1$  ;  $M_{rs} = 1,5 \text{ KN .m}$

**III.3.3 Calcul à l'ELU :**

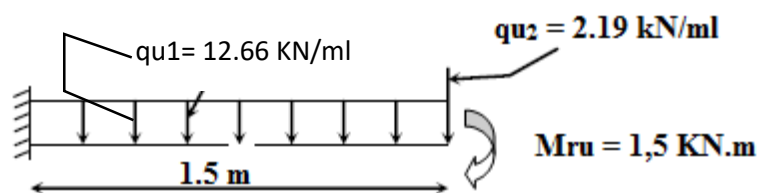


Figure III : Schéma statique de la console.

**Moment fléchissant :**

$$Mu = \frac{qu \times l^2}{2} + gu \times L + Mru$$

$$Mu = \frac{12.66 \times 1.5^2}{2} + 2.19 \times 1.5 + 1.5$$

$$Mu = 19.03 \text{ kN.m}$$

**Effort tranchant :**

$$Tu = qu \times L + gu$$

$$= 12.66 \times 1.5 + 2.19$$

$$Tu = 21.18 \text{ kN}$$

**Ferraillage de la console :**

**Armatures principales :**

$$uu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{19.03}{1 \times 0.12^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.09$$

$$uu = 0.09 \leq \mu = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA (Asc = 0)} \text{ « Pas d'aciers comprimés »}$$

Pour :  $\mu = 0.09 \Rightarrow$  selon le tableau on prendra :  $\beta = 0.953$

$$Ast = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$Ast = \frac{19.03 \times 10^3}{0.953 \times 12 \times 348}$$

$$Ast = 4.78 \text{ cm}^2$$

Soit : **Aadoptée = 6HA 10 = 4.71 cm<sup>2</sup>**

Avec : un espacement : **S1 = 20 cm**

**Armatures de répartition :**

Selon l'article A.8.2, 41 du BAEL 91, Les armatures disposées suivant deux direction perpendiculaires sont telles que le rapport de la section armant la direction la moins sollicitée à celle armant la direction orthogonale (la plus sollicitée) est au moins égal à :

1/3 : Si les charges appliquées ne comprennent des efforts concentrés

1/4 : dans le cas contraire

$$Ar = \frac{Aadoptée}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>**

Avec : un espacement de : **S2 = 25cm**

**III.3.4. Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1 / BAEL 91-99) :**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$= 0,23 \times \frac{100 \times 12 \times 2,1}{400}$$

**A<sub>min</sub> = 1.45 cm<sup>2</sup>**

**A<sub>st</sub> = 4.78 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 1,45 cm<sup>2</sup> .....condition vérifiée**

**E spacements des barres (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42) :**

- . Armatures principales : St= 20 cm < min (2h ; 25 cm) = 25 cm. **La condition est vérifiée.**
- . Armatures de répartition : St= 25 cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. **La condition est vérifiée.**

**Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1/ BAEL 91 -99) :**

**Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{21.18 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.176$$

**$\tau_u = 0.176$  MPa**

**Contrainte cisaillement admissible :**

**$\tau_u adm \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4MPa)$   $\tau_u adm \leq \min(2,5 ; 4MPa)$**

**$\tau_u adm = 2,50$  MPA**

**$\tau_u = 0,176 < \tau_u adm = 2,50$  .....condition vérifiée**

**Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99) :**

**Contrainte tangentielle :**

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9.d \sum u_i}$$

**Avec :**

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

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 10 = \mathbf{188.4 \text{ mm}}$$

$$\tau_s = \frac{21.18 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4}$$

$$\tau_s = \mathbf{1.04 \text{ MPa}}$$

**Contrainte tangentielle limite :**

$$\bar{\tau}_s = \psi \times f_{t28}$$

Avec :  $\psi = \mathbf{1,5}$  pour HA

$$\bar{\tau}_s = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPA}}$$

$\tau_s = \mathbf{1,04 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_s = \mathbf{3,15 \text{ MPA}}$  ..... Condition vérifiée

Donc : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

**Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 221): (Ancrage des barres) :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

$$\tau_s = (0,6 \times f_{t28} \times \psi^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

Donc :

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Soit :  $L_s = \mathbf{45 \text{ cm}}$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal la longueur de recouvrement d'après le **BAEL91(Art6.1.2.5.3)** est fixée pour les aciers HA :

$$l_r = 0,4 \times l_s$$

$$l_r = 0,4 \times 45$$

$$l_r = 18 \text{ cm}$$

Donc :  $l_r = \mathbf{20 \text{ cm}}$

Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis : (ART-4-2-1/BAEL91)  
:

$$\bar{T}_u = 0.4f_{c28} \times 0.9 \frac{b.d}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \frac{0.12 \times 1}{1.15}$$

$$\bar{T}_u = 939.13 \text{ KN}$$

$T_u = 21.18 \text{ KN} < T_u = 939,13 \text{ KN}$ ..... condition vérifiée

III.3.5.Vérifications à l'ELS :

Moment fléchissant :

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + g_s \times L + M_{rs}$$

$$M_s = \frac{8.99 \times 1.5^2}{2} + 1.62 \times 1.5 + 1.5$$

$$M_s = 14.04 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'état limite de compression du béton : (Art.A.4.5.2/BAEL 91 révisées 99)

Vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}$$

Avec:  $\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 12} = 0.392$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0,392 \implies K_1 = 36.55 \implies \beta = 0,903$$

$$\sigma_{st} = \frac{14.04 \times 10^3}{4.71 \times 0.903 \times 12} = 275.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{275.09}{36.55} = 7.53 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7,53 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \implies$  condition vérifiée

Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL 91 révisées 99) :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \implies \frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \implies$$
 condition vérifiée

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Ms}{10.M0} \implies \frac{h}{l} = 0.1 = \frac{14.04}{10 \times 14.04} = 0.1 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{Ast}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \implies \frac{4.71}{100 \times 12} = 0.0039 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \implies \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.3.6.Conclusion :

**Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :**

**Armatures principales :  $A_s = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$**

**Armatures de répartition :  $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$**

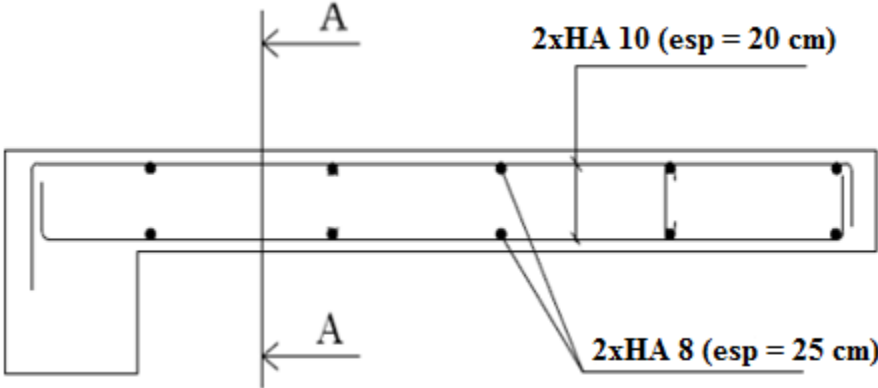


Figure III : schéma de ferraillage du balcon COUPE A-A

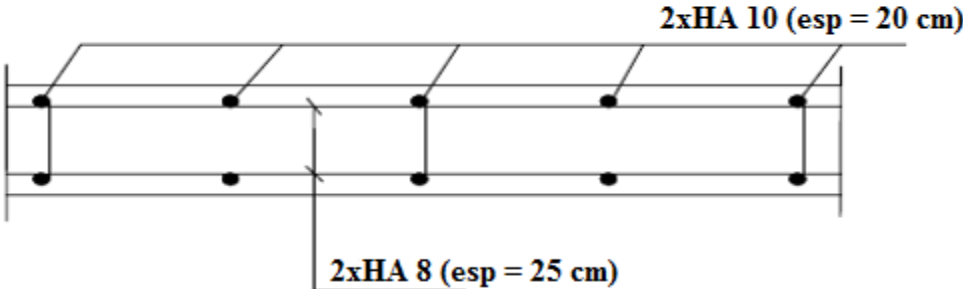


Figure III : schéma de ferraillage du balcon COUPE B-B

### III. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

#### On distingue deux types :

- Escaliers des étages courants.
- Escaliers du RDC

Il suffit de calculer une seule volée et adopter le même ferrailage pour les autres volées.

#### Terminologie :

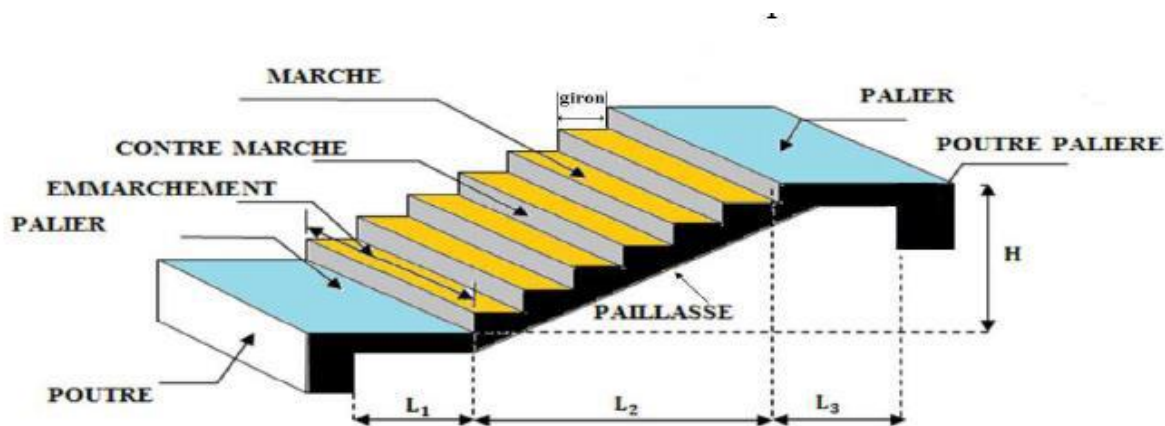


Figure III.II. : Schéma de l'escalier

$H_v$  : hauteur de la volée.

$h$  : hauteur des contres marches.

$L_1$  : longueur de palier de départ.

$L_2$  : longueur projetée de la volée.

$L_3$  : longueur du palier d'arrivée.

$e_p$  : épaisseur de la paillasse et du palier.

$E$  : Emmarchement.

$g$  : largeur des marches (giron).

#### Le calcul des escaliers se fait on suivant ses étapes :

1. Le pré dimensionnement d'escaliers.
2. Détermination des charges et des surcharges.
3. Le calcul des efforts internes à ELU et ELS.
4. Le ferrailage et les vérifications.

Pour pré-dimensionner notre escalier on utilise **la loi de BLONDEL** (confort) ; qui lie la largeur de la marche «  $g$  » et la hauteur de la contre marche «  $h$  ».

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

- **h** : Contre marche varié de 14 cm à 20 cm. ( $14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$ )
- **g** : Giron varié de 22 cm à 33 cm. ( $22 \leq g \leq 33 \text{ cm}$ )
- Le nombre de contre marche :  $n = H/h$
- Le nombre de girons :  $m = n - 1$

III.4.1. Escaliers (RDC) :

III.4.2. Pré - Dimensionnement :

Hauteur d'étage :  $H = 3.06 \text{ m} \implies HV = \frac{H}{2} = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m}$

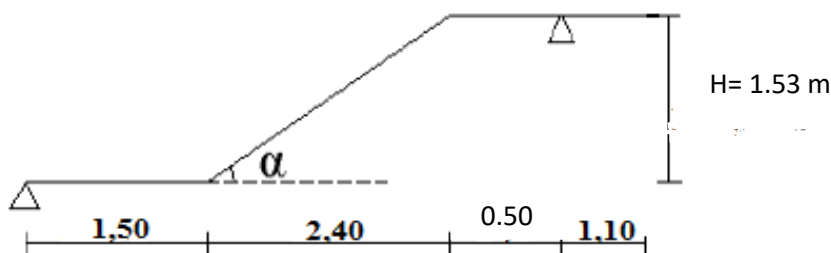


Figure III.II.3 : Schéma statique de l'escalier

**La hauteur de la marche « h » :**

Elle varie entre :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$  ; on opte pour : **h = 17 cm.**

**Nombre de contre marche « n » :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \implies \text{9 contre marches pour une volée}$$

**Nombre de marches « m » :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \implies \text{8 marches pour une volée.}$$

**Le giron « g » :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} < g < 36 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la formule de BLONDEL :**

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \implies 59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

La relation de BLONDEL est vérifiée donc l'escalier est confortable.

**Épaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $ep$ ) est donnée par la relation :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L : longueur réelle de la volée et du palier (entre appuis) :  $L = L1 + L2 + L3$

L1 : longueur du 1er palier ;  $L1 = 150 \text{ cm}$ .

L2 : longueur de la volée projetée ;  $L2 = m \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$

L3 : longueur du 2eme palier ;  $L3 = 160 \text{ cm}$

$H = 153 \text{ cm}$

**On doit calculer l'angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L2} = \frac{153}{240} = 0.63 \implies \alpha = 32.21^\circ$$

**Longueur de la paillasse :**

$$\cos \alpha = \frac{L2}{L'}$$

$$L' = \frac{L2}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(32.21^\circ)} = 283.65$$

On opte pour :  $L' = 284 \text{ cm} = 2,84 \text{ m}$

Donc :  $L = L1 + L' + L3 = 1,35 + 2,84 + 0,50$

$$L = 4,69 \text{ m}$$

$$\frac{469}{30} \leq ep \leq \frac{469}{20} \quad 15.6 \leq ep \leq 23.45$$

**On opte pour :  $ep = 20 \text{ cm}$**

III.4.3.Evaluation des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

a) Charges permanentes :

Palier de repos :

Élément	Épaisseur (m)	poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> ) $\rho \times e_p \times 1m$
Dalle pleine en béton armé	0.20	25	5
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.03	18	0.54
Enduit ciment	0.02	18	0.36
<b>G total</b>			<b>= 6.74</b>

Tableau III.II : Charges permanentes revenant au palier.

La volée (paillasse) :

Élément	Épaisseur (m)	poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> ) $\rho \times e_p \times 1m$
Poids propre de la paillasse	0.20	25	$\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.20}{\cos 30.96^\circ} = 5.83$
Poids de la marche	0.17	25	$\frac{25 \times e_p}{2} = \frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.03	18	0.54
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Poids du garde-corps	0.10		1.3
<b>G total</b>			<b>= 10.995</b>

Tableau III.II. : Charges permanentes revenant à volée.

**b) Surcharge :**

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage d'habitation

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$  pour le palier et la volée.

**c) Combinaisons de charges :**

Nous avons des charges surfacique, il faut les transformées en charges linéaires donc on doit les multipliées par 1 ml.

**l'ELU:**  $Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m}$ .

**Volée :**  $q_{uv} = (1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v) \times 1\text{m} = (1.35 \times 10.995 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 18.59 \text{ KN/ml}$ .

**Palier :**  $q_{up} = (1.35 \times G_p + 1.5 \times Q_p) \times 1\text{m} = (1.35 \times 6.74 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.85 \text{ KN/ml}$ .

**Poids de murs :**  $p_m = 1,35 \times (2,40 \times 0,7 \times 2,91) \times 1 = 6,6 \text{ KN}$ .

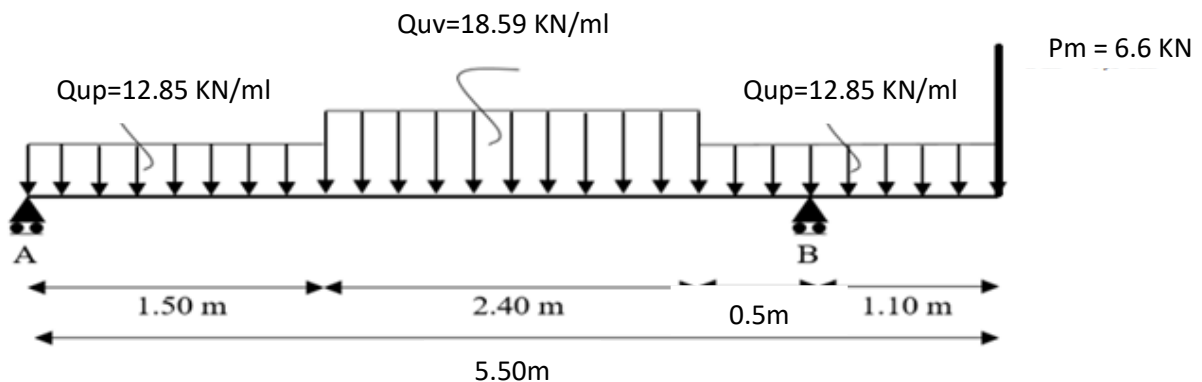
**l'ELS:**  $Q_s = (G + Q)$

☐ **Volée :**  $q_{sv} = (1 \times G_v + 1 \times Q_v) \times 1\text{m} = (1 \times 10.995 + 1 \times 2.5) \times 1 = 13,50 \text{ KN/ml}$ .

☐ **Palier :**  $q_{sp} = (1 \times G_p + 1 \times Q_p) \times 1\text{m} = (1 \times 6.74 + 1 \times 2.5) \times 1 = 9,24 \text{ KN/ml}$ .

**Poids de murs :**  $p_m = 1 \times (2,40 \times 0,7 \times 2,91) \times 1 = 4,9 \text{ KN}$ .

**III.4.4. Calcul à l'ELU :**



**Figure III.II. : Schéma statique des escaliers à l'ELU**

**Réactions d'appuis :** d'après les formules de la RDM :

$$\Sigma FV = 0 \Rightarrow RA + RB - (q_{up} \times 1,5) - (q_{uv} \times 2,4) - (q_{up} \times 1,6) - pm$$

$$RA + RB - (12,85 \times 1,5) - (18,59 \times 2,4) - (12,85 \times 1,6) - 6,6 = 0$$

$$RA + RB = 91.05 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0$$

$$RB \times 4,4 - (12,85 \times 1,5) \times (0,75) - (18,59 \times 2,4) (2,7) - (12,85 \times 1,6) (4,7) - 6,6 \times 5,5 = 0$$

$$4,4 RB - 267.851 = 0$$

$$RB = \frac{267.851}{4,4} = 60.875 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad RB = 60.875 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / B = 0$$

$$-RA \times 4,4 + (12,85 \times 1,5)(3,65) + (18,59 \times 2,4)(1,7) - (12,85 \times 1,6) (0,3) - 6,6 \times 1,1 = 0$$

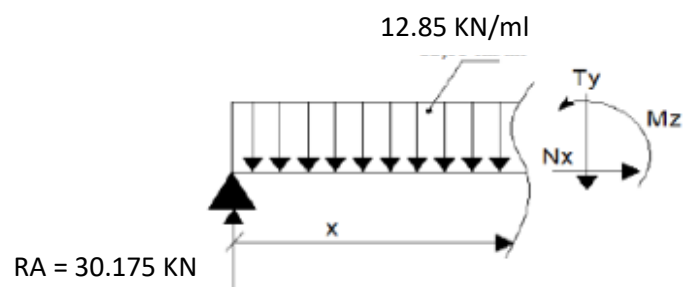
$$4,4 RA - 132.772 = 0$$

$$RA = \frac{132.772}{4,4} = 30.175 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad RA = 30.175 \text{ KN}$$

**Vérification :**  $RA + RB = 30.175 + 60.875 = 91.05 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifier}$

**Calcul des efforts internes :**

**1er tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 1,5 \text{ m}$**



**Effort normal :**

$$\Sigma F / xx = 0 \Rightarrow Nx = 0 \text{ KN}$$

**Effort tranchant:**

$$\Sigma F / yy = 0 \Rightarrow -Ty + RA - q_{up} \times x = 0$$

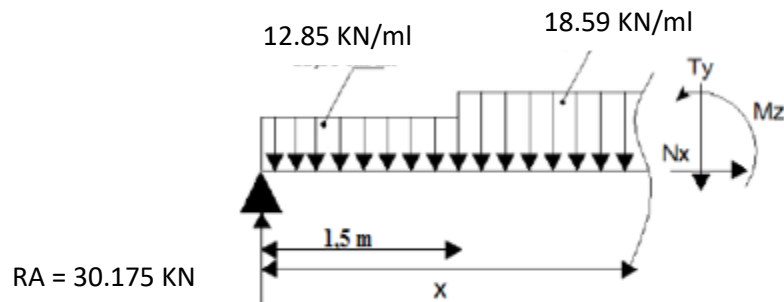
$$Ty = RA - q_{up} \times x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow Ty = 30.175 \text{ KN} \\ x = 1,5 \text{ m} \Rightarrow Ty = 10.9 \text{ KN} \end{cases}$$

**Moment fléchissant :**

$$\Sigma M/i=0 \Rightarrow Mz - R_A \cdot x + q_{up} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0$$

$$Mz = R_A \cdot x - q_{up} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow Mz = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,5 \text{ m} \Rightarrow Mz = 30.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**2éme tronçon : 1,5 m ≤ x ≤ 3,9 m**



**Effort tranchant:**

$$\Sigma F/yy = 0 \Rightarrow -Ty + R_A - q_{up} \times 1.5 - q_{uv} \times (x - 1.5) = 0$$

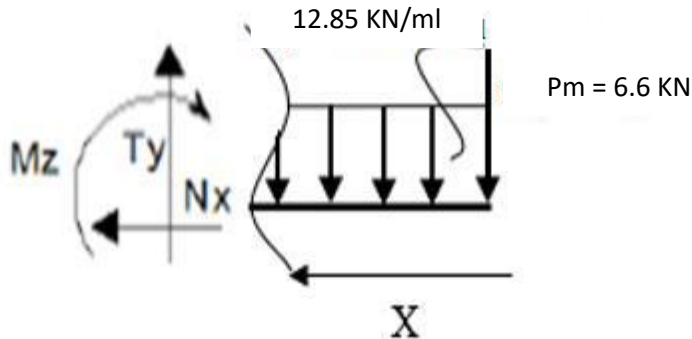
$$Ty = R_A - q_{up} \times 1.5 - q_{uv} \times (x - 1.5) \Rightarrow \begin{cases} x = 1,5 \text{ m} \Rightarrow Ty = 10.9 \text{ KN} \\ x = 3,9 \text{ m} \Rightarrow Ty = -33.72 \text{ KN} \end{cases}$$

**Moment fléchissant :**

$$\Sigma M/i=0 \Rightarrow Mz - R_A \cdot x + q_{up} \times \left(x - \frac{1.5}{2}\right) + \left(q_{uv} \times \left(\frac{(x-1.5)^2}{2}\right)\right) = 0$$

$$Mz = R_A \cdot x - q_{up} \times \left(x - \frac{1.5}{2}\right) - \left(q_{uv} \times \left(\frac{(x-1.5)^2}{2}\right)\right) \begin{cases} x = 1,5 \text{ m} \Rightarrow Mz = 30.81 \text{ KN.m} \\ x = 3,9 \text{ m} \Rightarrow Mz = 3.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**3ème tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 1,1 \text{ m}$**



**Effort normal :**

$$\Sigma F_{/xx} = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

▪ **Effort tranchant:**

$$\Sigma F_{/yy} = 0 \Rightarrow T_y - q_{up} \times x - 6,6 = 0$$

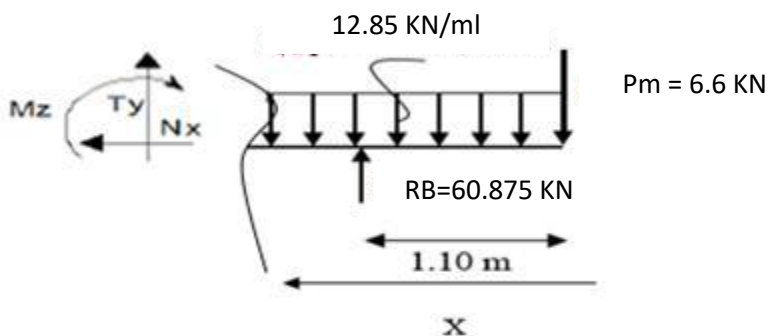
$$T_y = q_{up} \times x + 6.6 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = 6.6 \text{ KN} \\ x = 1,1 \text{ m} \Rightarrow T_y = 20.74 \text{ KN} \end{cases}$$

**Moment fléchissant :**

$$\Sigma M_{/i} = 0 \Rightarrow M_z + q_{up} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) + 6,6 \times x = 0$$

$$M_z = -q_{up} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - 6,6 \times x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN} \\ x = 1,1 \text{ m} \Rightarrow M_z = -15.03 \text{ KN} \end{cases}$$

**4ème tronçon :  $1,1 \text{ m} \leq x \leq 1,6 \text{ m}$**



**Effort normal :**

$$\Sigma F_{/xx} = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

**Effort tranchant:**

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T_y + R_B - q_{up} \times x - 6.6 = 0$$

$$T_y = -R_B + q_{up} \times x + 6.6 \Rightarrow \begin{cases} x = 1.1 \text{ m} \Rightarrow T_y = -40.14 \text{ KN} \\ x = 1.6 \text{ m} \Rightarrow T_y = -33.72 \text{ KN} \end{cases}$$

**Moment tranchant :**

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow -M_z - q_{up} \times (\frac{x^2}{2}) + R_B \times (x - 1,1) - 6.6 \times x = 0$$

$$M_z = -q_{up} \times (\frac{x^2}{2}) + R_B \times (x - 1,1) - 6.6 \times x = 0 \Rightarrow \begin{cases} x = 1.1 \text{ m} \Rightarrow M_z = -15.03 \text{ KN} \\ x = 1.6 \text{ m} \Rightarrow M_z = 3.43 \text{ KN} \end{cases}$$

**Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU :**

Tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,5$	0	30.175	0
	1.5	10.9	30.81
$1,5 \leq x \leq 3,9$	1.5	10.9	30.81
	3.9	33.72	3.43
$0 \leq x \leq 1,1$	0	6.6	0
	1.1	20.74	-15.03
$1,1 \leq x \leq 1,6$	1.1	-40.14	-15.03
	1.6	-33.72	3.43

Tableau III.II : Tableau récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

▪ **Moment fléchissant maximum :**

La section dangereuse est dans la travée 2

$$T(x) = 10.9 - 18,59 \times (x - 1,5) = 0$$

$$-18,59 x + 38.785 = 0$$

La distance correspondant au moment max est :  $x = \frac{38.785}{18.59} = 2.08 \text{ m}$

$$M_{\max} = (30.175 \times 2,08) - 19.275 \times (2,08 - 0.75) - 9.295(2,08 - 1.5)^2$$

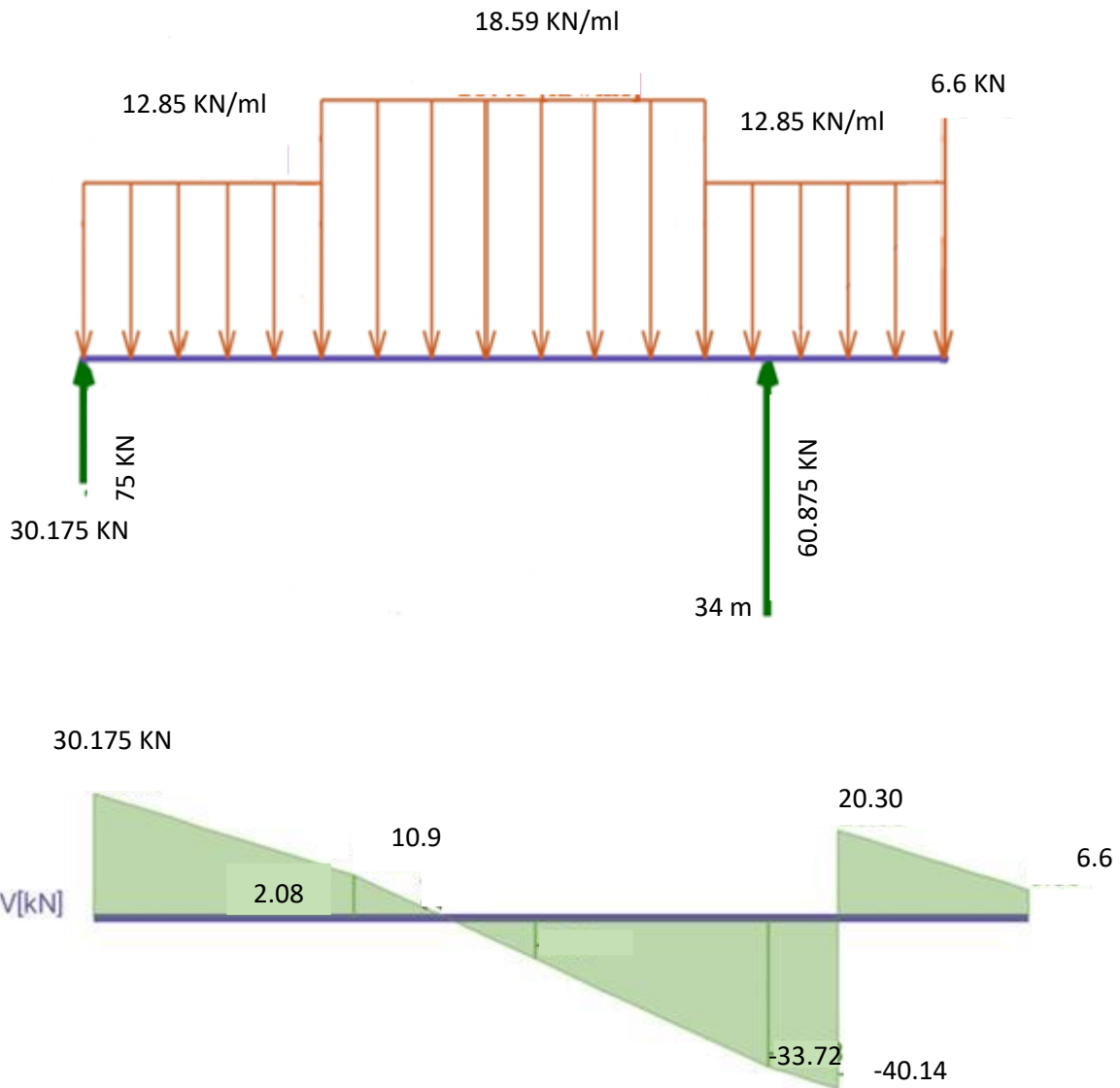
$$M_{\max} = 34 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées :

**Aux appuis :**  $M_{max} : -0.3 M_{max} = -0.3 \times 34 = -10.2 \text{ KN.m}$

**En travées :**  $M_{tmax} : 0.85 M_{max} = 0.85 \times 34 = 28.9 \text{ KN}$



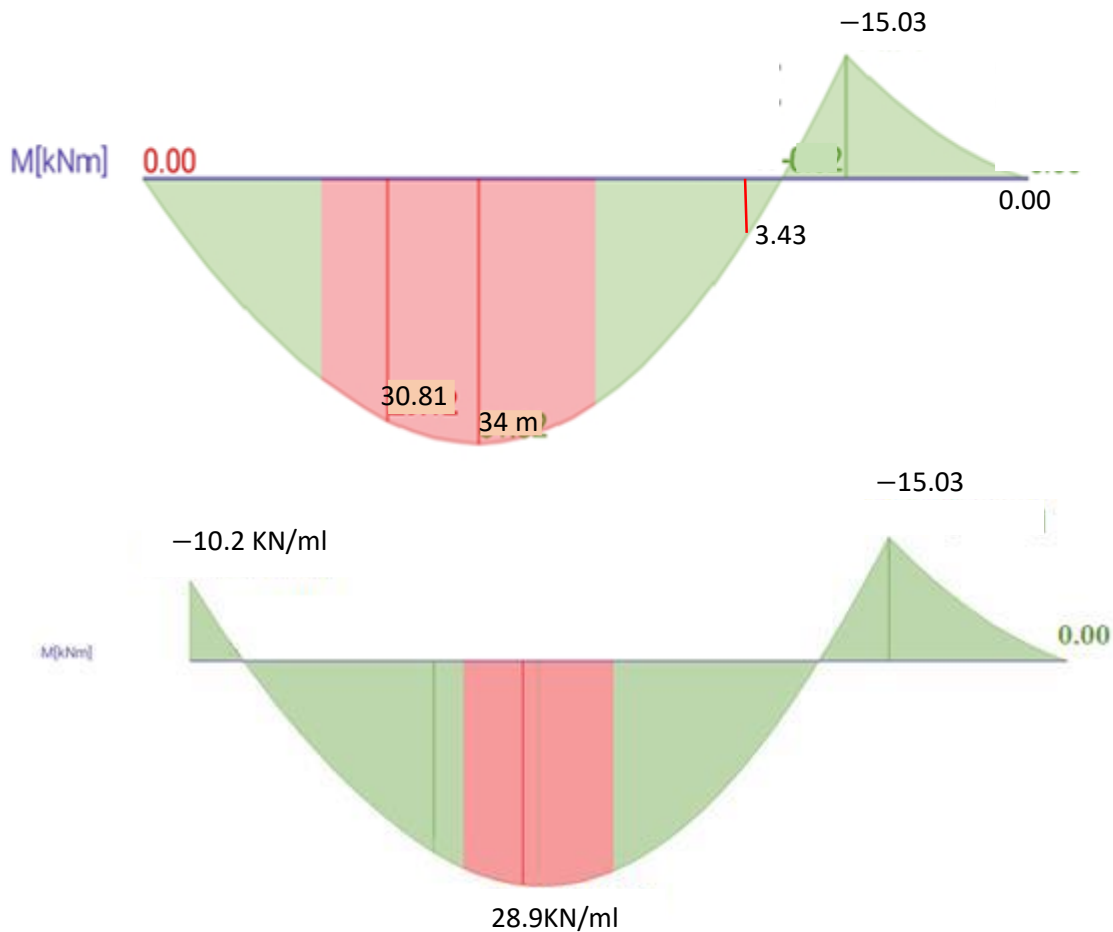


Figure III.II: Diagrammes des efforts internes l'état limite ultime l'ELU.

### III.4.5. Calcul des armatures à L'ELU :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur de la section soumise à la flexion simple, Pour cela on utilise les résultats des moments et des efforts calculés précédemment.

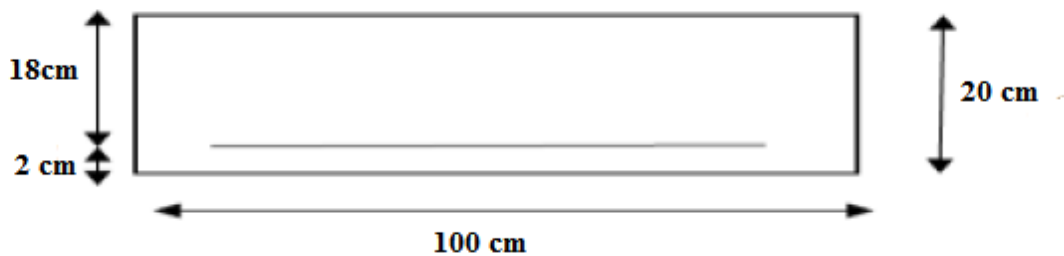


Figure III.II : Schéma de calcul de ferrailage de l'escalier à L'ELU  
 $b = 100$   $\text{cm}$ ,  $c = 2$   $\text{cm}$ ,  $d = 18$   $\text{cm}$ ,  $h = 20$   $\text{cm}$

**Aux appuis :**

**MA<sub>max</sub> = 15.03 KN.m**

**1. Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.03 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.032$$

$\mu_a = 0.032 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA (A' = 0) \rightarrow \beta = 0.984$  (tiré du tableau)

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.03 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 2.43$$

$$A_{st} = 2.43 \text{ cm}^2$$

**Soit : A<sub>adoptée</sub> = 5HA 10 = 3,93 cm<sup>2</sup>**

Avec : un espacement : S<sub>1</sub> = 20 cm

**2. Armature de répartition : (Art .A.8.2.41 BAEL91 / 99) ;**

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>

**Avec : un espacement de : S<sub>2</sub> = 25cm**

➤ **En travées : M<sub>t</sub> max = 28.9 KN.m**

**1. Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.9 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.062$$

$\mu_t = 0.062 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA (A' = 0) \rightarrow \beta = 0.968$  (tiré du tableau)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28.9 \times 10^3}{0.968 \times 18 \times 348} = 4.77$$

$$A_{st} = 4.77 \text{ cm}^2$$

**Soit : A<sub>adoptée</sub> = 5HA 12 = 5,65 cm<sup>2</sup>**

Avec : un espacement : S<sub>1</sub> = 20 cm

**2. Armature de répartition : (Art .A.8.2.41 BAEL91 / 99) ;**

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>

**Avec : un espacement de : S<sub>2</sub> = 25cm**

**III.4.6. Vérification à l'ELU :****1) Condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1 / BAEL 91-99) :**

On doit vérifier la condition suivante : **A<sub>min</sub> < A**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{100 \times 18 \times 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_{st} = 2.43 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**En travées :**

$$A_t = 4.77 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**2) Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42) :**

. Armatures principales : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (2h ; 25 cm) = 25 cm. **La condition est vérifiée.**

. Armatures de répartition : S<sub>t</sub> = 25 cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. **La condition est vérifiée.**

**3) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1/ BAEL 91 -99) :**

**Pour une fissuration peu préjudiciable :**

On doit vérifier que : **τ<sub>u</sub> ≤ τ<sub>u</sub><sup>-</sup>**

**Contrainte de cisaillement :**

$$T_u \text{ max} = 40.14 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b.d} = \frac{40.14 \times 10^3}{1000 \times 180}$$

$$\tau_u = 0.223 \text{ MPA}$$

**Contrainte cisaillement admissible :**

$$\tau_{\bar{u}} = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.223 < \tau_{\bar{u}} = 3.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée .}$$

**Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

**4) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99) :**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \tau_{se}^{\text{III}}$

**Contrainte tangentielle limite :**

$$\tau_{se}^{\text{III}} = \psi \times f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA } \tau_{se}^{\text{III}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

• **Contrainte tangentielle :**

➤ **Aux appuis :**

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

**Avec :**

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{40.14 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 157} = 1.578 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.578 \text{ MPa} < \tau_{s \text{ adm}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travées :**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{40.14 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.315 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.315 \text{ MPa} < \tau_{s \text{ adm}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

**5) Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 221): (Ancrage des barres) :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :  $\tau_s = (0,6 \times f_{t28} \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPA}$

➤ **Aux appuis**

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

**Soit :  $l_s = 40 \text{ cm}$**

➤ **En travée :**

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

**Soit :  $l_s = 45 \text{ cm}$**

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal la longueur de recouvrement d'après le BAEL91(Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA :

➤ **Aux appuis :**

$$l_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

**Donc :  $l_r = 20 \text{ cm}$**

➤ **En travée :**

$$l_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

**Donc :  $l_r = 25 \text{ cm}$**

**1) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL91 modifié 99 A.5.1, 313) :**

• **Influence sur le béton :**

$$\bar{T}U = 0,4 f_{c28} \times 0,9 \frac{bd}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \frac{0,18 \times 1}{1,5}$$

$$\bar{T}U = 1080 \text{ KN}$$

**$Tu_{\max} = 40.14 \text{ Kn} < \bar{T}U = 1080 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$**

• Influence sur les aciers :

Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)

$$Aa \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{fe} \quad \text{Avec } Aa = 3,93 \text{ cm}^2.$$

$$Aa \geq \frac{1,5 \times 40,14}{400} = 0,15 \text{ cm}^2$$

$Aa = 3,93 \text{ cm}^2 \geq 0,090 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifié.}$

III.4.7. Calcul à l'ELS :

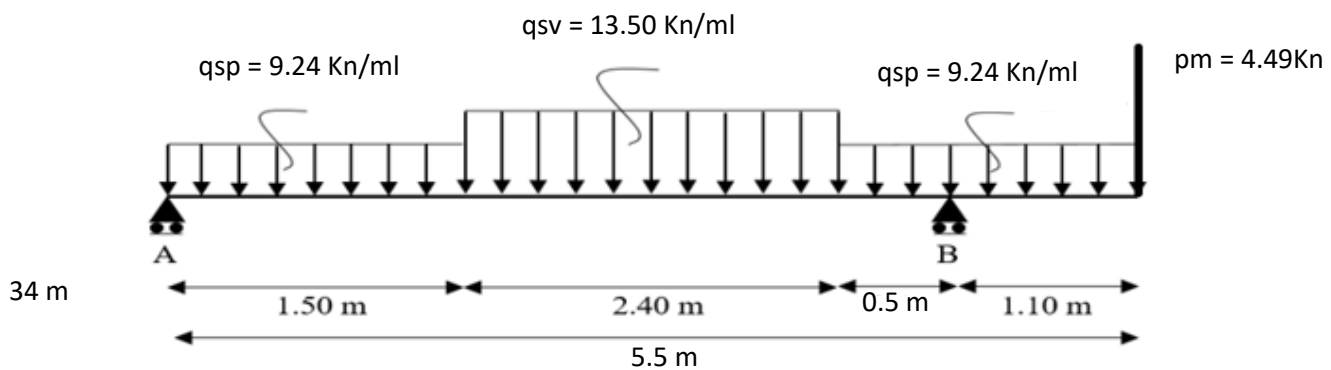


Figure III.II: Schéma statique des escaliers à l'ELS

➤ Réactions d'appuis :

$$\bullet \Sigma FV = 0 \Rightarrow RA + RB - (qsp \times 1,5) - (qsv \times 2,4) - (qsp \times 1,5) - pm$$

$$RA + RB = (9,24 \times 1,5) + (13,50 \times 2,4) + (9,24 \times 1,6) + 4,9$$

$$RA + RB = 65,94 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0$$

$$RB \times 4,4 - (9,24 \times 1,5) \times (0,75) - (13,50 \times 2,4) (2,7) - (9,24 \times 1,6) (4,7) - 4,9 \times 5,5 = 0$$

$$4,4 RB - 194,31 = 0$$

$$RB = \frac{194,31}{4,4} = 44,16 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad RB = 44,16 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / B = 0$$

$$-R_A \times 4,4 + (9,24 \times 1,5)(3,65) + (13,50 \times 2,4)(1,7) - (9,24 \times 1,6)(0,3) - 4,9 \times 1,1 = 0$$

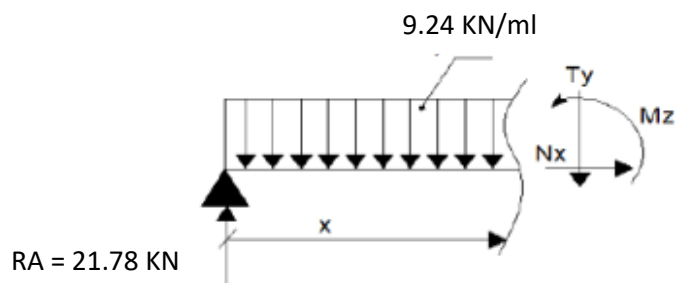
$$4,4 R_A - 95,84 = 0$$

$$R_A = \frac{95,84}{4,4} = 21,78 \text{ KN} \implies R_A = 21,78 \text{ KN}$$

**Vérification :**  $R_A + R_B = 21,78 + 44,16 = 65,94 \text{ KN} \implies$  **Vérifier**

**Calcul des efforts internes :**

**1er tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 1,5 \text{ m}$**



**Effort normal :**

$$\Sigma F / x = 0 \implies N_x = 0 \text{ KN}$$

**Effort tranchant:**

$$\Sigma F / y = 0 \implies -T_y + R_A - q_{sp} \times x = 0$$

$$T_y = R_A - q_{sp} \times x \implies \begin{cases} x = 0 \text{ m} \implies T_y = 21,78 \text{ KN} \\ x = 1,5 \text{ m} \implies T_y = 7,92 \text{ KN} \end{cases}$$

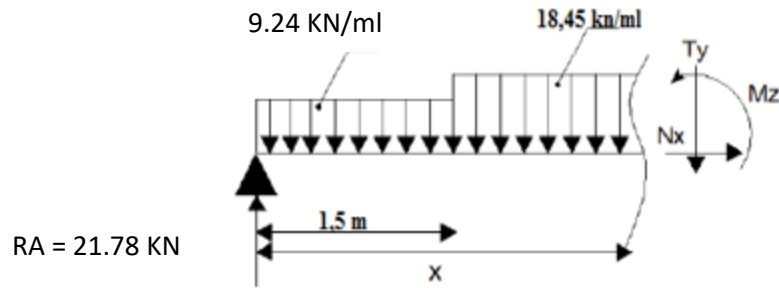
**Moment fléchissant :**

$$\Sigma M / i = 0 \implies M_z - R_A \cdot x + q_{sp} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) = 0$$

$$M_z = R_A \cdot x - q_{sp} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) \implies \begin{cases} x = 0 \text{ m} \implies M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,5 \text{ m} \implies M_z = 22,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**2ème tronçon :  $1,5 \text{ m} \leq x \leq 3,9 \text{ m}$**

13.50 KN/ml



**Effort tranchant:**

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow -T_y + R_A - q_{sp} \times 1.5 - q_{sv} \times (x - 1.5) = 0$$

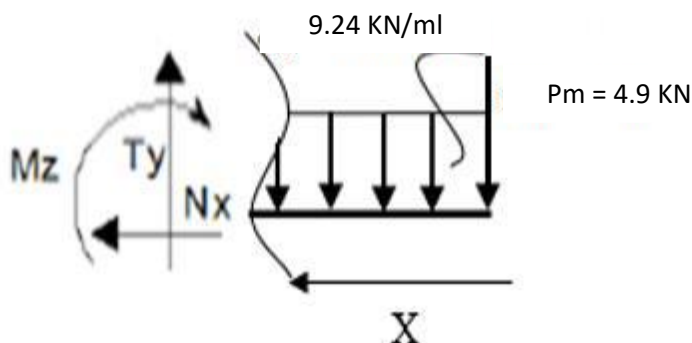
$$T_y = R_A - q_{sp} \times 1.5 - q_{sv} \times (x - 1.5) \Rightarrow \begin{cases} x = 1.5 \text{ m} \Rightarrow T_y = 7.92 \text{ kN} \\ x = 3.9 \text{ m} \Rightarrow T_y = -24.48 \text{ kN} \end{cases}$$

**Moment fléchissant :**

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M_z - R_A \cdot x + q_{sp} \times \left(x - \frac{1.5}{2}\right) + \left(q_{sv} \times \left(\frac{(x-1.5)^2}{2}\right)\right) = 0$$

$$M_z = R_A \cdot x - q_{sp} \times \left(x - \frac{1.5}{2}\right) - \left(q_{sv} \times \left(\frac{(x-1.5)^2}{2}\right)\right) \begin{cases} x = 1.5 \text{ m} \Rightarrow M_z = 22.28 \text{ kN.m} \\ x = 3.9 \text{ m} \Rightarrow M_z = 2.40 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**3ème tronçon : 0 m ≤ x ≤ 1,1 m**



**Effort normal :**

$$\Sigma F/x = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ kN}$$

▪ **Effort tranchant:**

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T_y - q_{sp} \times x - 4.9 = 0$$

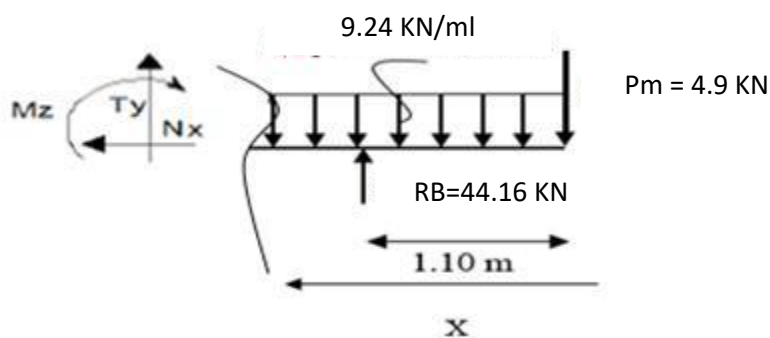
$$T_y = q_{sp} \times x + 4.9 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = 4.9 \text{ KN} \\ x = 1.1 \text{ m} \Rightarrow T_y = 15.06 \text{ KN} \end{cases}$$

**Moment fléchissant :**

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M_z + q_{up} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) + 6.6 \times x = 0$$

$$M_z = -q_{sp} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - 4.9 \times x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN} \\ x = 1.1 \text{ m} \Rightarrow M_z = -10.98 \text{ KN} \end{cases}$$

**4ème tronçon : 1,1 m ≤ x ≤ 1,6 m**



**Effort normal :**

$$\Sigma F/x = 0 \Rightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

**Effort tranchant:**

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T_y + R_B - q_{sp} \times x - 4.9 = 0$$

$$T_y = -R_B + q_{sp} \times x + 4.9 \Rightarrow \begin{cases} x = 1.1 \text{ m} \Rightarrow T_y = -29.09 \text{ KN} \\ x = 1.6 \text{ m} \Rightarrow T_y = -24.48 \text{ KN} \end{cases}$$

**Moment tranchant :**

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow -M_z - q_{sp} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) + R_B \times (x - 1.1) - 4.9 \times x = 0$$

$$M_z = -q_{sp} \times \left(\frac{x^2}{2}\right) + R_B \times (x - 1.1) - 4.9 \times x = 0 \Rightarrow \begin{cases} x = 1.1 \text{ m} \Rightarrow M_z = -10.98 \text{ KN} \\ x = 1.6 \text{ m} \Rightarrow M_z = 2.40 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

Tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,5$	0	21.78	0
	1.5	7.92	22.28
$1,5 \leq x \leq 3,9$	1.5	7.92	22.28
	3.9	-24.48	2.40
$0 \leq x \leq 1,1$	0	4.9	0
	1.1	15.03	-10.98
$1,1 \leq x \leq 1,6$	1.1	- 29.09	-10.98
	1.6	- 24.48	2.40

Tableau III.II : Tableau récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU

▪ **Moment fléchissant maximum :**

La section dangereuse est dans la travée 2

$$T(x) = 7.92 - 13.50 \times (x - 1.5) = 0$$

$$-13.50x + 28.17 = 0$$

La distance correspondant au moment max est :  $x = \frac{28.17}{13.50} = 2.08 \text{ m}$

$$M_{\text{max}} = (21.78 \times 2.08) - 13.86 \times (2.08 - 0.75) - 6.75 (2.08 - 1.5)^2$$

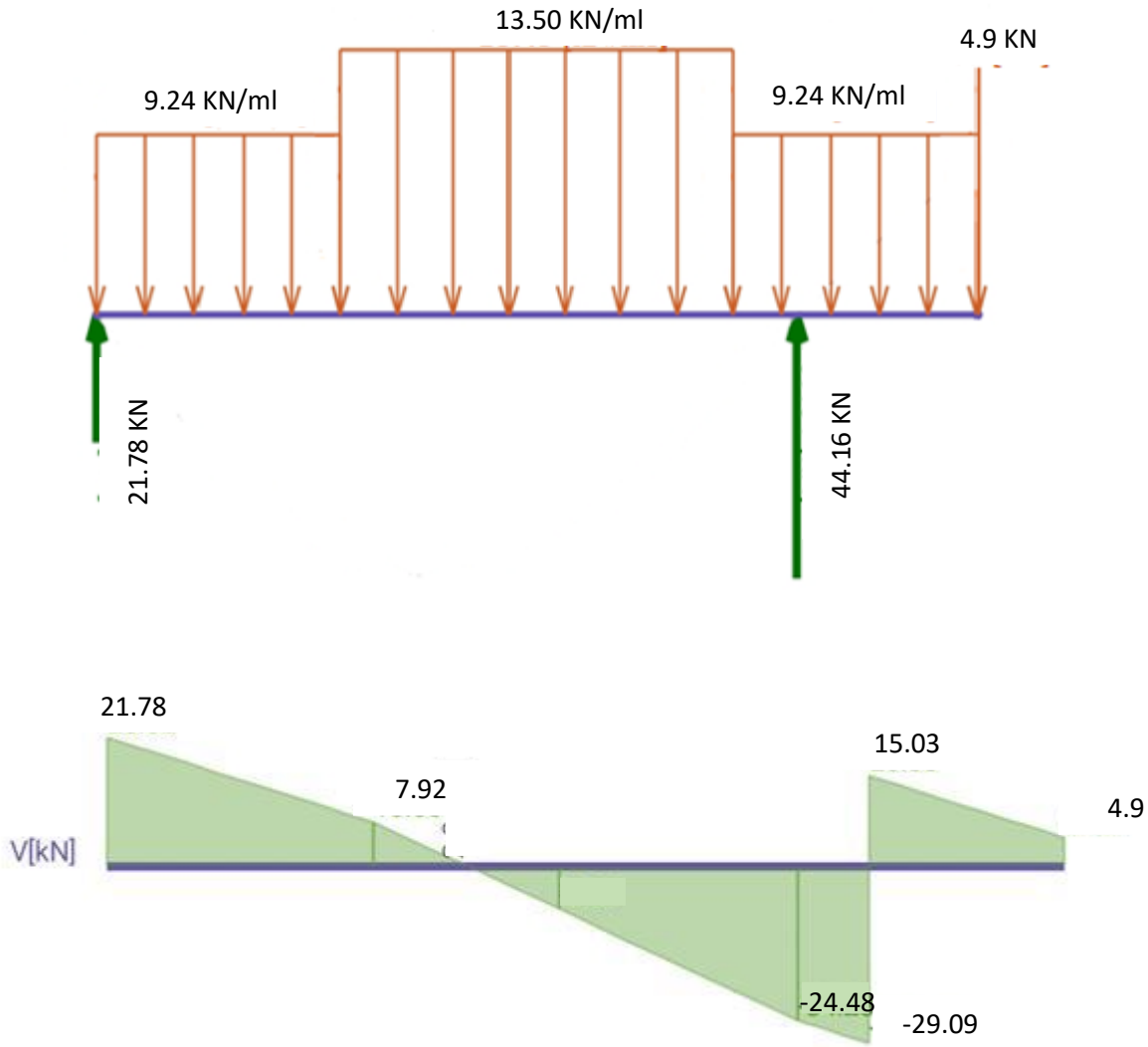
$$M_{\text{max}} = 25 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées :

**Aux appuis :**  $M_{\text{max}} : -0.3 M_{\text{max}} = -0.3 \times 25 = -7.5 \text{ KN.m}$

**En travées :**  $M_{\text{t max}} : 0.85 M_{\text{max}} = 0.85 \times 25 = \mathbf{21.25 \text{ KN.m}}$



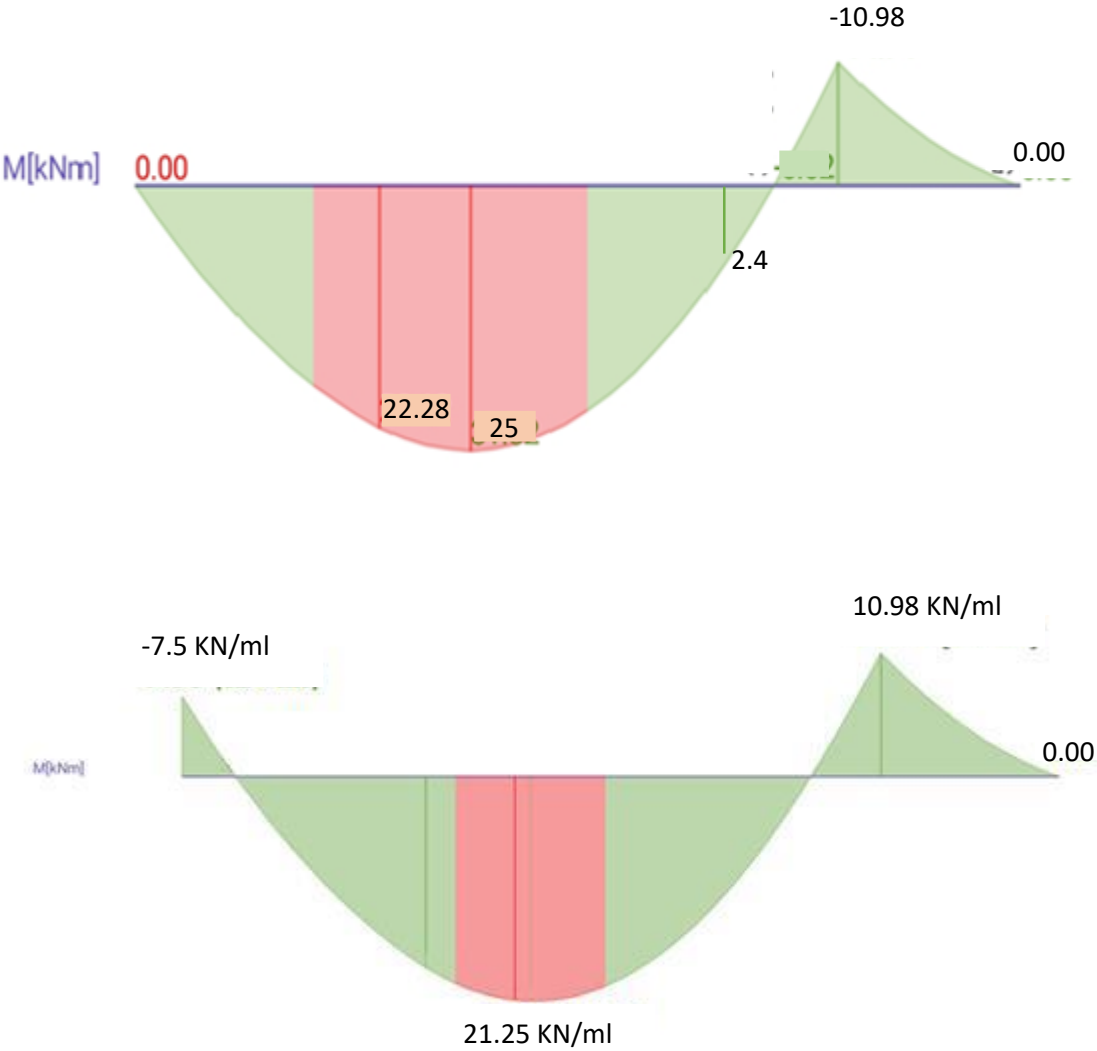


Figure III.II : Diagrammes des efforts internes à L'ELS.

**III.4.8.Vérification à l'ELS :**

**1) Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).**

$M_t \text{ max} = 21.25 \text{ KN.m}$

$M_a \text{ max} = 7.5 \text{ KN.m}$

➤ **En travées :**

**Contrainte dans l'acier : On doit s'assurer que  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^{\text{III}}$**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.314$$

**Par interpolation :**

$\rho_1 = 0.314 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 41.82 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.912$

$$\sigma_{st}^{\text{III}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_T \text{ max}}{A_s \cdot \beta \cdot 1.d} = \frac{21.25 \times 10^3}{5.65 \times 0.912 \times 18} = 229.1 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 229.1 \text{ MPa} < \sigma_{st}^{\text{III}} = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$

**• Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc}^{\text{III}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{229.1}{41.82} = 5.47 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 5.47 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^{\text{III}} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

➤ **Aux appuis :**

**Contrainte dans l'acier : On doit s'assurer que  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^{\text{III}}$**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 18} = 0.218$$

Par interpolation :

$$\rho_1=0,218 \quad \longrightarrow \quad K_1= 51.67 \quad \longrightarrow \quad \beta= 0,925$$

$$\sigma_{st}^{\text{III}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{MA \text{ max}}{As.\beta 1.d} = \frac{7.5 \times 10^3}{3.93 \times 0.925 \times 18} = 114.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}=114.62 \text{ MPA} < \sigma_{st}^{\text{III}}= 348 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

• Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc}^{\text{III}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{114.62}{51.67} = 2.21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc}=2.21 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^{\text{III}} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2) Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :

La fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable (élément couvert), donc aucune vérification n'est nécessaire a effectuée.

3) Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.6.5.1. BAEL91 modifié99) :

**h= 20 cm; d=18 cm; L= 5.5 m; b=1m**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Longrightarrow \quad \frac{h}{l} = \frac{20}{550} = 0.036 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Ms}{10.M0} \quad \Longrightarrow \quad \frac{h}{l} = 0.036 \geq \frac{21.25}{10 \times 25} = 0.085 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Longrightarrow \quad \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

**4) Calcul de la flèche : (Art. B.6.5.2 - BAEL91/99) :**

On doit s'assurer que :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\max} \times l^2}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{l}{400}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_{vs}, q_{ps}) = 13,50 \text{ kn/ml}$$

$$f: \text{ La flèche admissible } \bar{f} = \frac{l}{400} = \frac{550}{400} = 1.38 \text{ cm}$$

$$E_v : \text{ Module de déformation différé } E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$= 3700 \sqrt{25} \quad E_v = \mathbf{10818,86 \text{ MPa}}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$B_0$ : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = (100 \times 20) + 15 \times 5,65 = \mathbf{2084.75 \text{ cm}^2}$$

$S_{xx}$  : Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21525.5}{2084.75} = \mathbf{10.33 \text{ cm}}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 10,33 = \mathbf{9,67 \text{ cm}}$$

$$I = \frac{100}{3} (10,33^3 + 9,67^3) + 15 \times 5,65 \times (9,67 - 2)^2 = \mathbf{71870,216 \text{ cm}^4}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{13.50 \times 10^3 \times 550^2}{10818.86 \times 71870.216} = 0.0683 \leq \bar{f} = \frac{l}{400} = 1.38 \text{ cm}$$

$$f = 0.0683 \text{ cm} < \bar{f} = 1,38 \text{ cm} \quad \implies \text{Condition vérifiée}$$

**III.4.9. Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

**Aux appuis :**

Armatures principales :  $A_{sa} = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$  avec espacement de :  $S = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartitions :  $A_{ra} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec espacement de :  $S = 25 \text{ cm}$

**En travée :**

Armatures principales :  $A_{st} = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$  avec espacement de :  $S = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartitions :  $A_{rt} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec espacement de :  $S = 25 \text{ cm}$

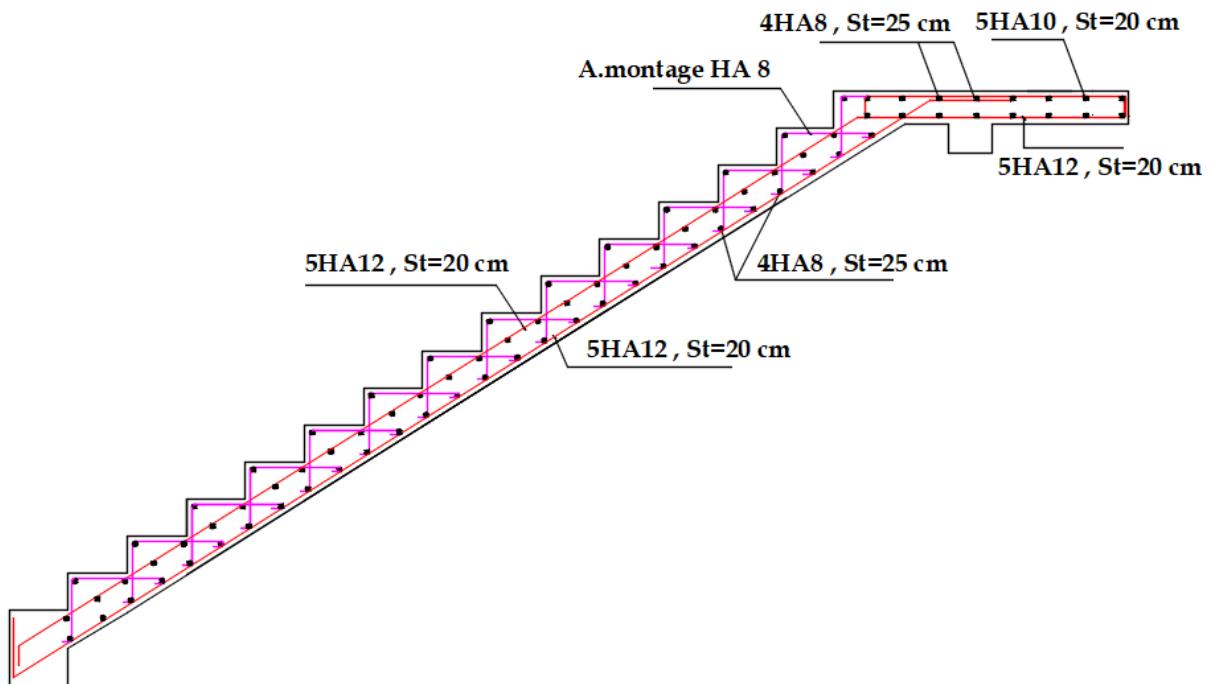


Figure III.II : Plan de ferrailage de l'escalier

# **Chapitre IV :**

## **Modélisation de la structure**

## **Introduction :**

En génie parasismique, la question principale concerne les forces sismiques agissant sur la structure lors d'un tremblement de terre. Si l'on connaît l'intensité et la loi de variation temporelle de ces forces, le concepteur peut dimensionner les infrastructures en leur garantissant une rigidité et une résistance adéquates pour minimiser les dégâts.

## **IV.1. Logiciel utilisé pour la modélisation :**

Il est nécessaire d'élaborer un modèle de calcul reflétant la structure pour une analyse dynamique.

Intégré par la suite dans un programme de calcul dynamique, ce modèle permet d'identifier les modes propres de vibration et les efforts générés par diverses actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » signifie « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems », qui est son acronyme. Ce programme est conçu pour la conception et l'analyse des structures du Génie Civil, en particulier celles relevant du secteur de la construction. Ces dernières peuvent être effectuées en utilisant du béton armé, de l'acier ou tout autre matériau sélectionné par l'utilisateur.

ETABS offre une interface unique pour la saisie graphique des éléments et propose une multitude d'analyses statiques et dynamiques, en plus de fonctionnalités pour la conception et la vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique.

L'interprétation des résultats est facilitée grâce à deux options : l'utilisation de tableaux ou de graphiques. Il offre donc un accès aisé et instantané aux résultats tels que la déformation du système, les diagrammes de forces, les champs de contraintes, les modes de vibration propres, et plus encore. Dans le cadre de notre projet, nous avons employé la version ETABS V 9.6.0.

## **IV.2. Historique :**

ETABS a été conçu aux États-Unis par l'entreprise « Computers and Structures Inc. Berkeley, California ». Initialement lancé en 1984, il a connu de nombreuses mises à jour. La version utilisée dans ce projet est connue sous le nom d'ETABS Non Linéaire 9.6.0.

Les versions initiales d'ETABS ont employé des méthodes d'analyse structurale et de calcul des composants conformes aux normes américaines (UBC, ACI, etc.), et des perfectionnements ont été réalisés progressivement. Le guide du logiciel, inclus dans ce lot, aborde l'intégration de diverses méthodes d'analyse et de réglementations à travers le globe.

## **IV.3. Description du logiciel ETABS:**

ETABS est un programme de calcul spécifiquement dédié à l'analyse des structures et des constructions du Génie Civil. Il s'appuie sur la technique des éléments finis, qui se révèle à la fois simple d'utilisation et très performante pour le calcul des forces horizontales engendrées par un séisme. De plus, il permet :

- La représentation de tous les types de structures.
- Considération des caractéristiques des matériaux.
- Étude des effets dynamiques et statiques.

- Représentation des déformations, des diagrammes de forces internes, des modes de vibration, etc.

## IV.4. Rappel (terminologie) :

<b>Frame section :</b>	<b>Coffrage</b>	<b>Joints :</b>	<b>Nœuds</b>
<b>Column :</b>	<b>Poteau</b>	<b>Restraintes :</b>	<b>Points d'application de la charge</b>
<b>Beam :</b>	<b>Poutre</b>	<b>Uniformed loads:</b>	<b>Charges uniformes</b>
<b>Shell :</b>	<b>Voile</b>	<b>Define :</b>	<b>Définir</b>
<b>Élément :</b>	<b>Élément</b>	<b>Grid line :</b>	<b>Ligne de grille</b>
<b>Frame :</b>	<b>Portique (cadre)</b>	<b>Add :</b>	<b>Ajouter</b>
<b>Concrete :</b>	<b>Béton</b>	<b>File :</b>	<b>Fichier</b>
<b>Steel :</b>	<b>Acier</b>	<b>Copy :</b>	<b>Copier</b>
<b>Story:</b>	<b>Étage</b>	<b>Delete:</b>	<b>Supprimer</b>
<b>Height:</b>	<b>Hauteur</b>	<b>Move :</b>	<b>Déplacer</b>
<b>Loads:</b>	<b>Charges</b>	<b>Save :</b>	<b>Enregistrer</b>
<b>Materials :</b>	<b>Matériaux</b>		

## IV.2. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

### IV.5. Les étapes de modélisation

#### Étape 1 : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

##### Choix des unités :

C'est la première phase qui suit immédiatement le démarrage de l'ETABS, elle implique le choix de l'unité de mesure où l'on opte pour le KN.m.

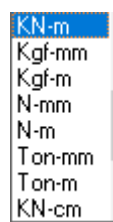


Figure IV.3 Choix des unités

**Géométries de base :**

On choisit **File** dans le menu déroulant situé en haut de l'écran, puis on sélectionne **New model** ou utilise le raccourci (ctrl+n). Ensuite, on clique sur **Default.edb**.

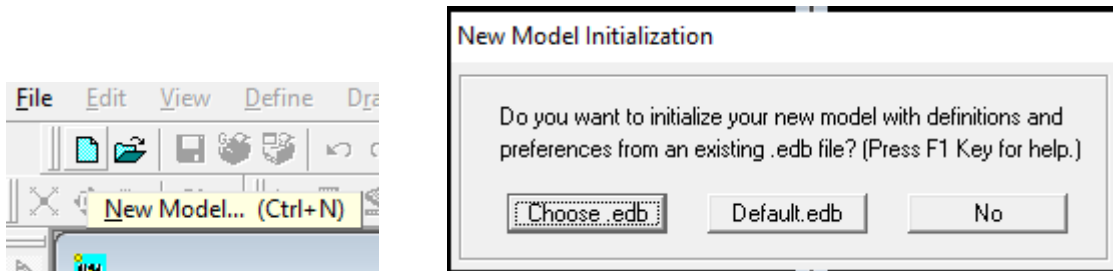


Figure IV.4 Démarrer un nouveau model

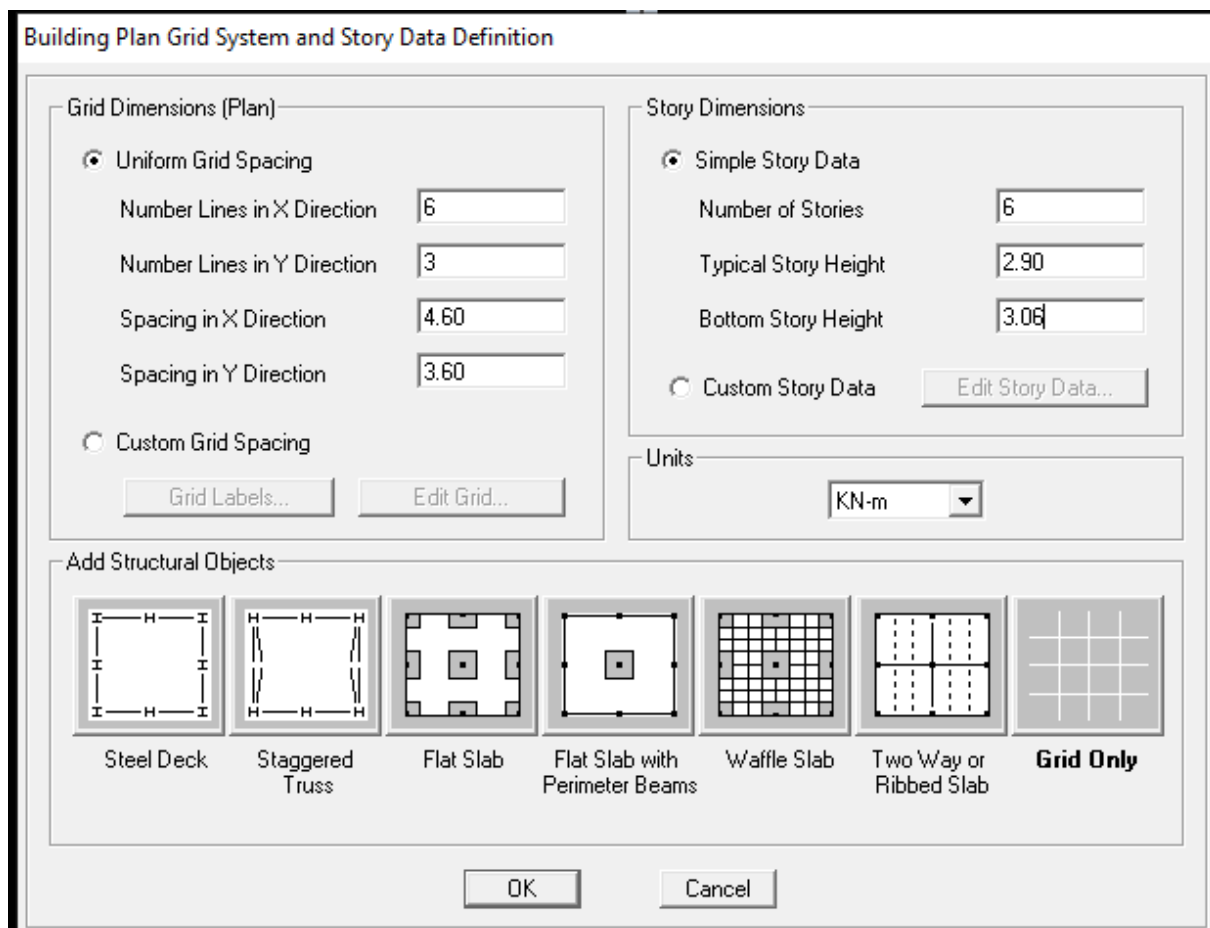


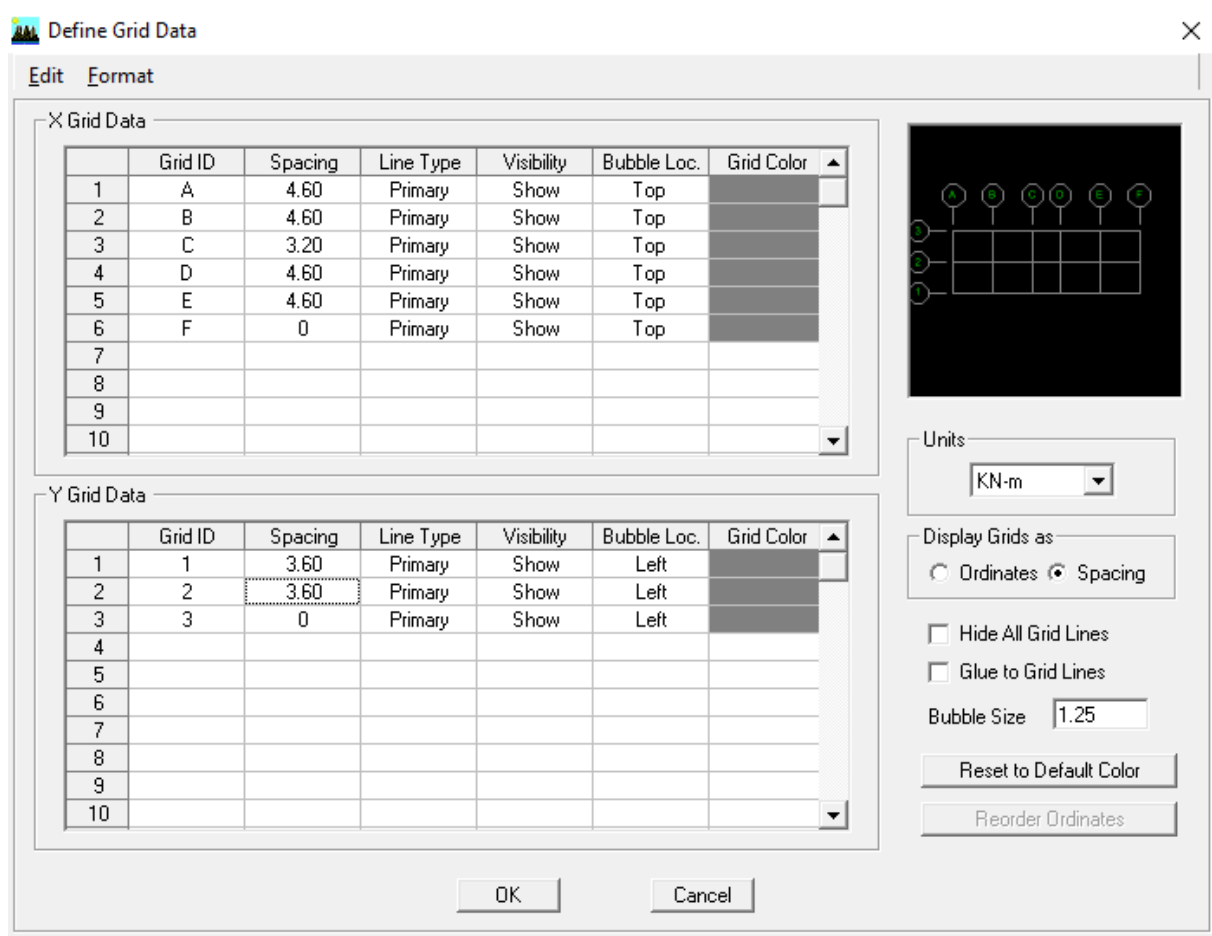
Figure IV. 5 géométries de base dans l'ETABS

Cette opération permet l'introduction de :

- Le nombre de lignes de construction selon les deux axes X et Y.
- Le nombre de travées dans les directions X et Y.
- Les altitudes des divers niveaux.
- Les longueurs des portées.

**Modification de la géométrie de base :**

Pour ajuster les longueurs de trames et les hauteurs des niveaux On fait un clic droit, on entre les distances cumulées, puis on appuie sur **ok**.



**Figure IV.6 : Introduction de la géométrie de base**

Une fois que les données sont introduites comme le montre la figure ci-dessus, nous procédons à une validation et obtiendrons deux fenêtres illustrant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D.

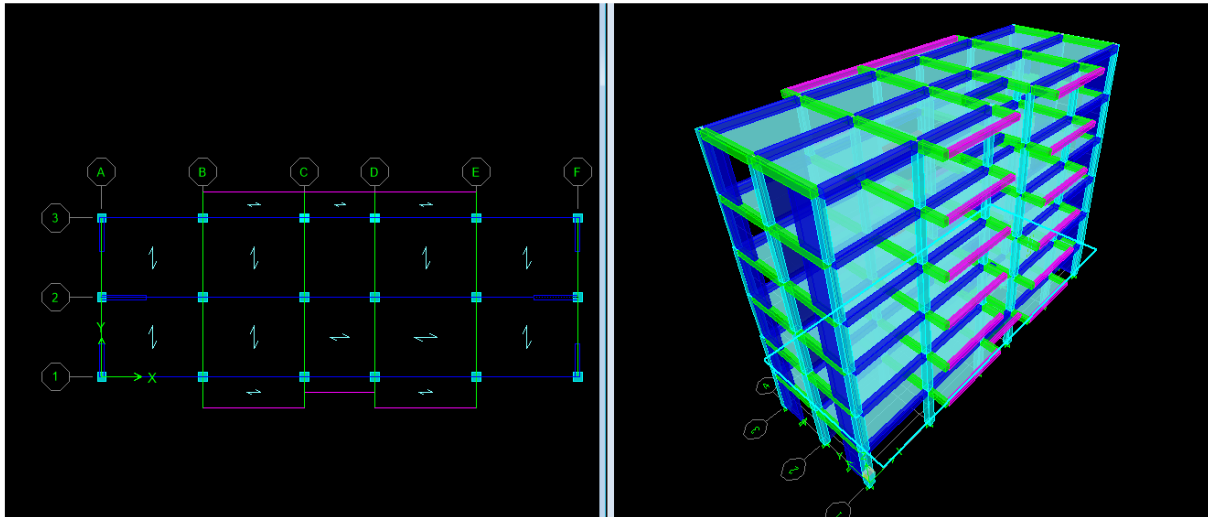


Figure IV.7 : Affichage en plan et en 3D

**Étape 2 : Définition des propriétés mécaniques des matériaux :**

La seconde étape implique la détermination des caractéristiques mécaniques des matériaux tels que l'acier et le béton. Pour ce faire, on sélectionne :

**Define → Material Properties → Conc → Modify/Show Material**

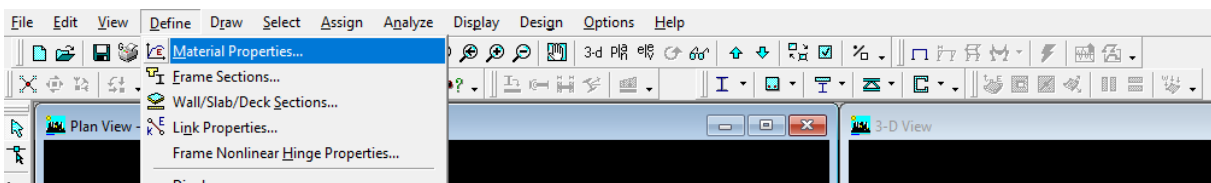


Figure IV.8 : Définition des matériaux

Dans la fenêtre de dialogue qui s'affiche, on devra spécifier les caractéristiques mécaniques des matériaux employés.

Figure IV.9 : Caractéristiques du béton

**Étape 3 : Spécification des propriétés géométriques des éléments**

La troisième phase implique la détermination des caractéristiques géométriques des composants structuraux. (Les poutres maîtresses et accessoires, colonnes, murs.... )  
 On débute avec les poteaux :

**Define** → **Frame Sections**  → **ADD Rectangular**. (On introduit les dimensions et l'enrobage des poteaux).

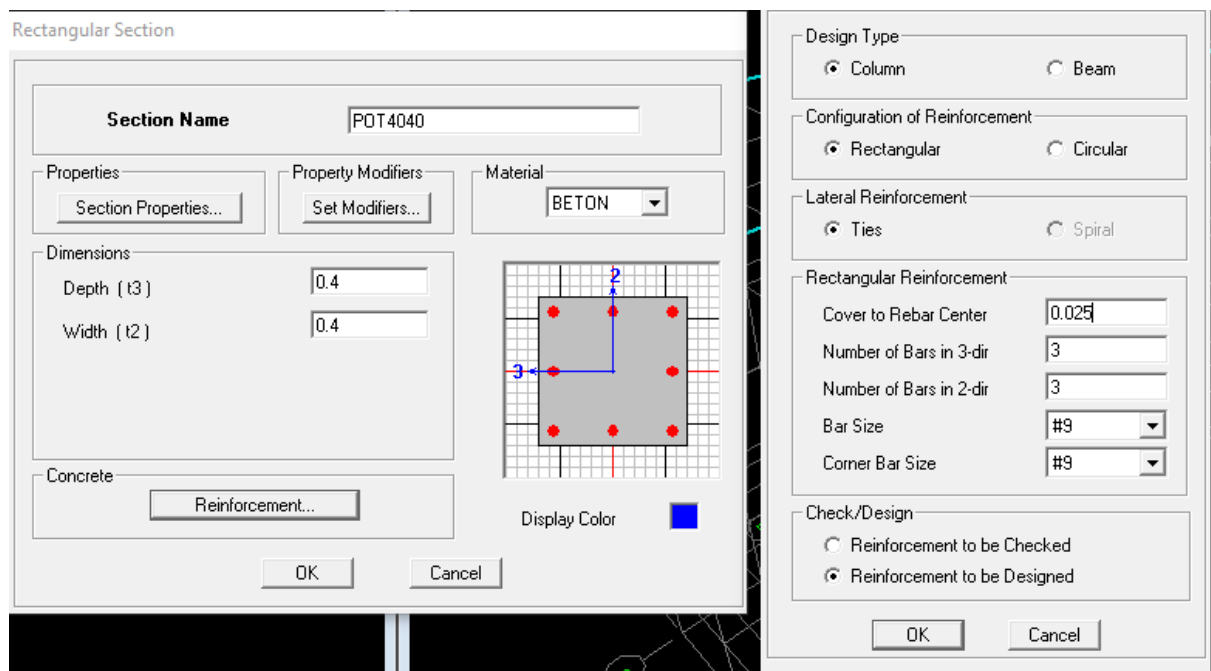


Figure IV.10 : Définition des poteaux

→ OK → (On refait l'opération jusqu'à terminé de toute les sections de poteaux nécessaire).  
 Ensuite on clique sur : ➤ ADD Rectangular → (On introduit les dimensions et l'enrobage de poutre principale (PP30x35), poutre secondaire (PS30x30) et la poutre de chaînage(PC25x25)).

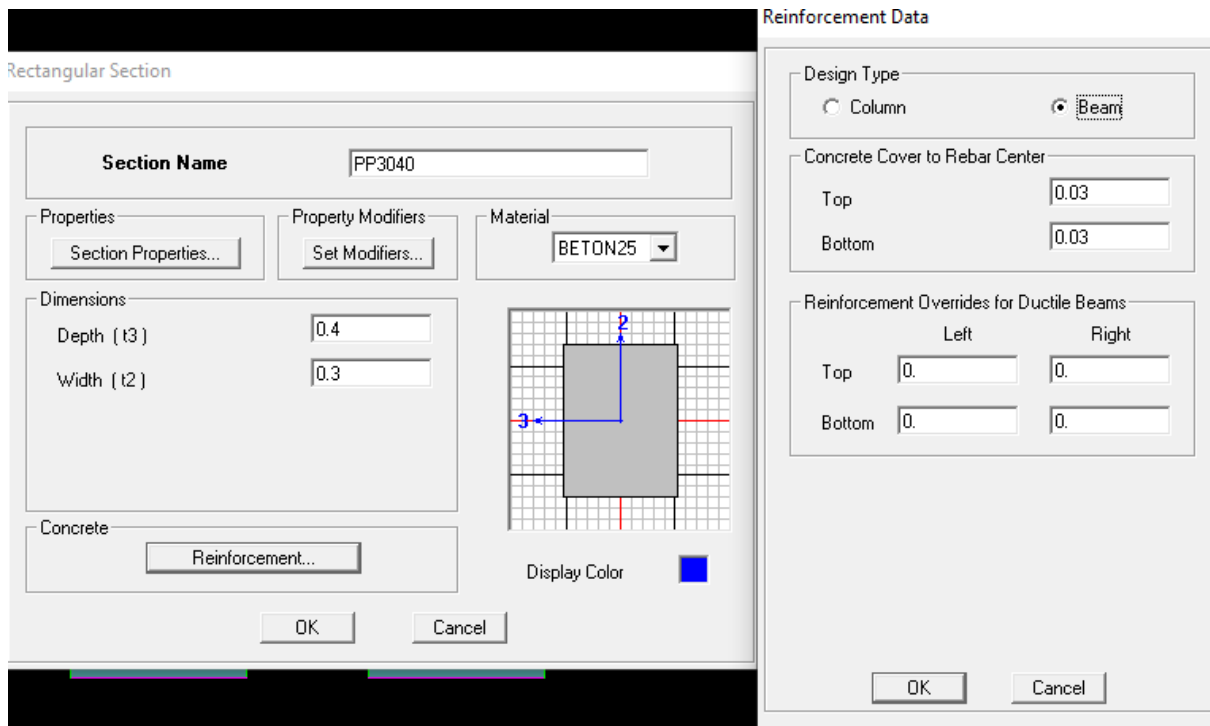
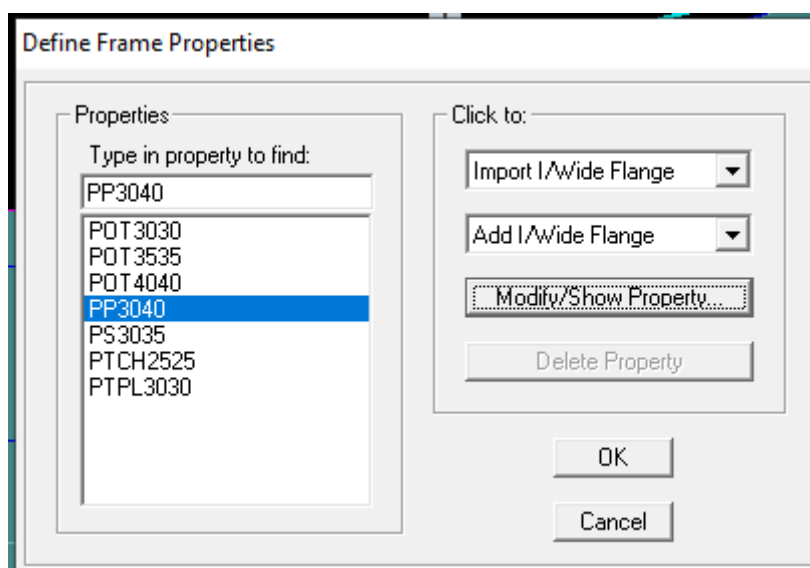


Figure IV.11 : Définition des poutres

→ok .


On finit par obtenir cette suite de sections indispensables qui illustre la structure du bâtiment.

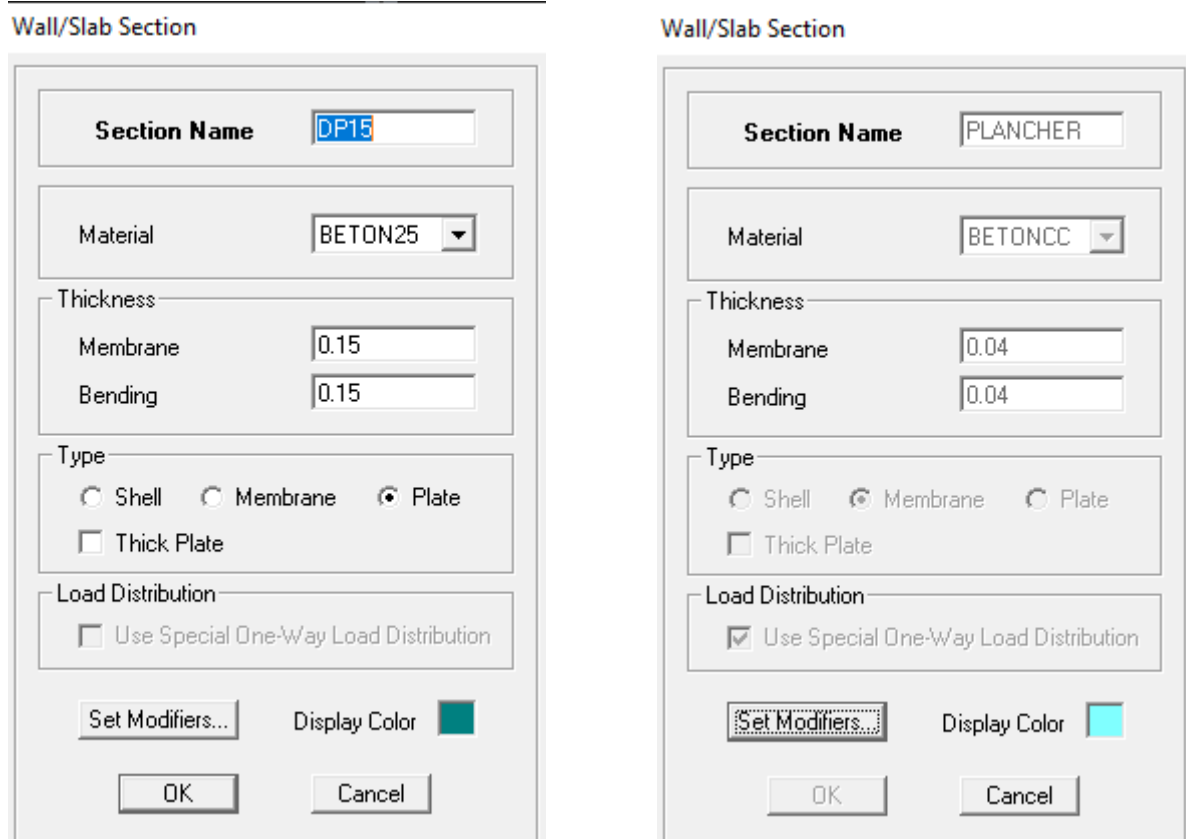


→ok . (Pour valider l'opération)

**Étape 4 : Définition des éléments surfaciques :**

Après avoir achevé la définition des poteaux et des poutres, nous nous tournons vers les éléments de type plaques : planchers, plancher balcon (PLANCBALC), dalles pleines (DP) et voiles. Nous débutons par l'établissement de leurs propriétés géométriques, puis nous cliquons :

**Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**  → **Add New Section** → Puis on définit leurs propriétés.




**Figure IV.12 : Définition des éléments surfaciques**



**Étape 5 : Dessin des éléments de la structure :**

Pour attribuer les sections antérieures aux différents composants, il est nécessaire de respecter les étapes suivantes :



**Pour les poteaux :**

On appuie sur le bouton  . Une fenêtre apparaît (propriétés de l'objet) ⇒ None on sélectionne le nom de la section POT (40 par exemple) et on confirme.

## Pour la poutre et les voiles :

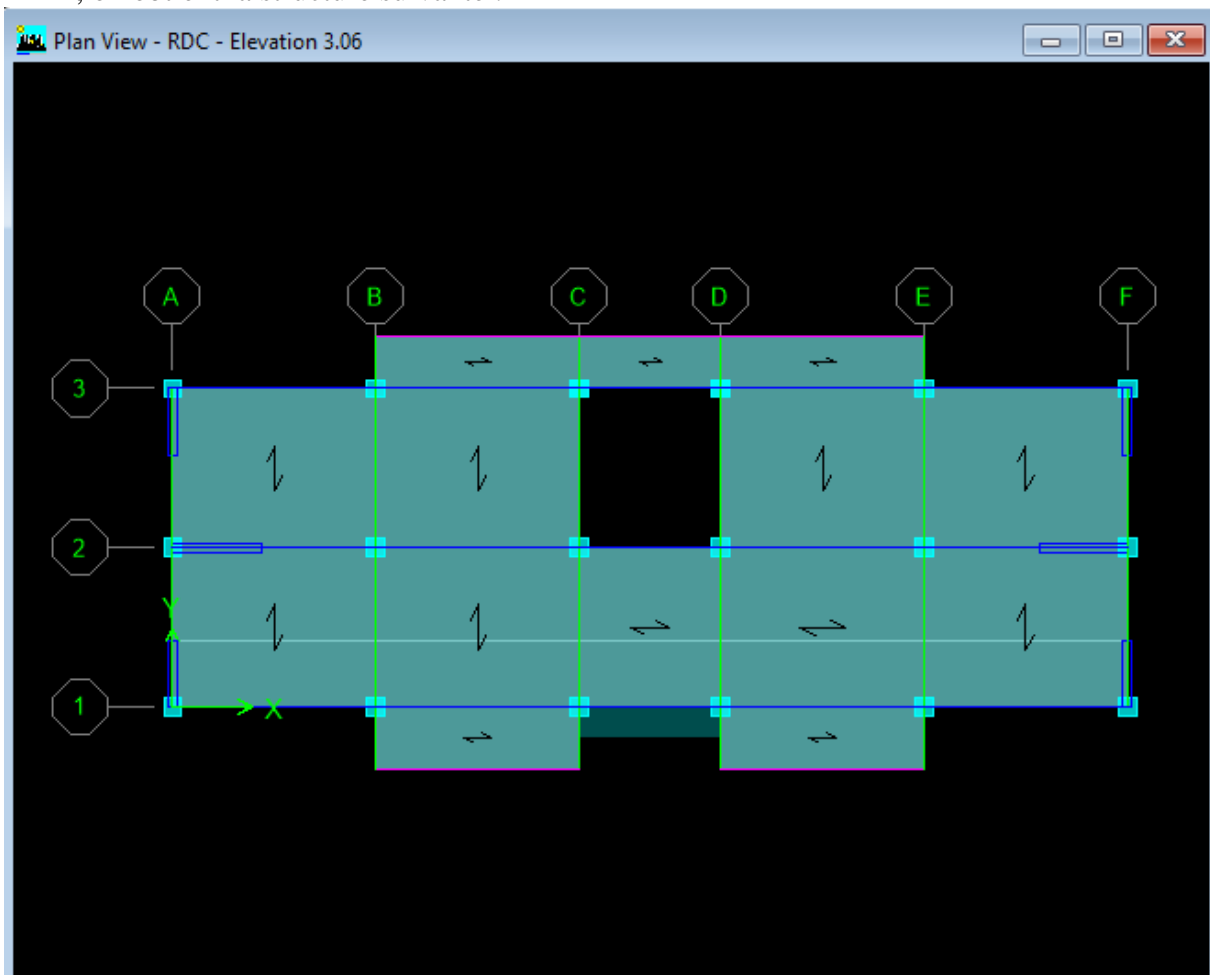
Tout comme pour les poteaux, cependant ici on clique sur le bouton  destiné aux poutres et à  celui pour les voiles.

## Pour les planchers et dalle pleine :

On clique sur le bouton  ou .


Une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) → None on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :



**Figure IV.13 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage**

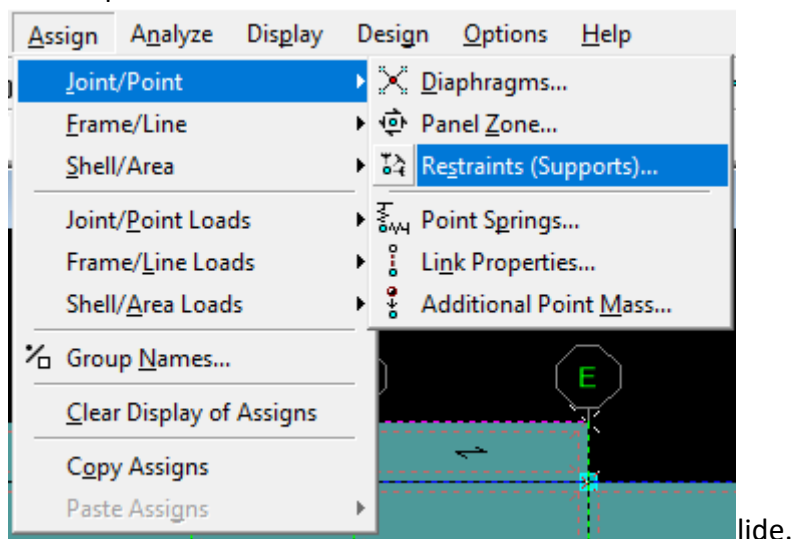
Une fois la phase de modélisation des divers composants structurels achevée, il est nécessaire de déterminer les supports et d'ancrer les poteaux et les murs au fondement du bâtiment. On choisit l'ensemble

les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

**Assign → Joint/point → Restraints → on clique sur l'icône → OK**

**Figure IV.14 : Définition des appuis**

On bloque toutes les translations et les rotations et on va



## Masse source

$W_i = W G_i + \beta W Q_i$  (équation 4-5 RPA 99).

$W_i$  : poids total de la structure.

$W G_i$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

$W Q_i$  : 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 Load

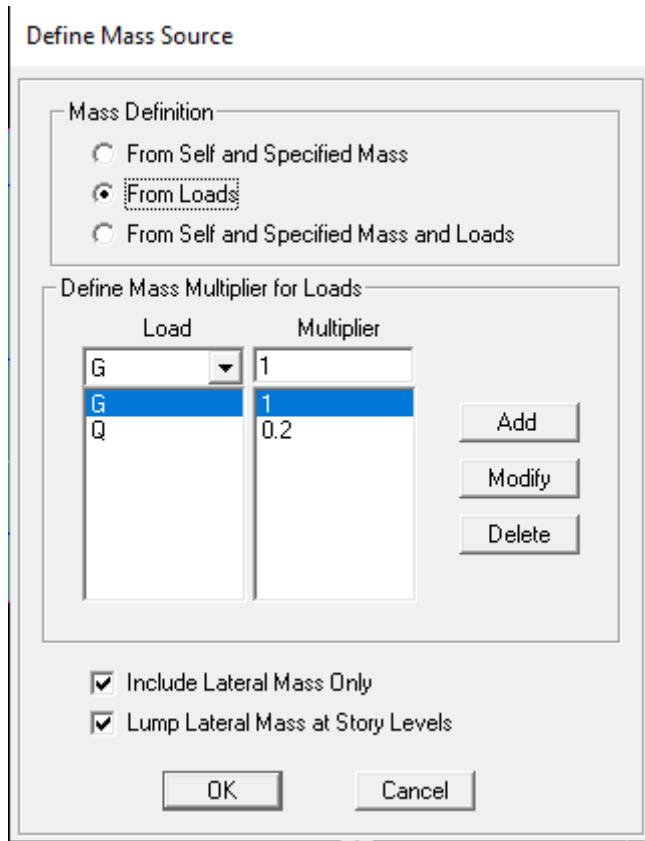


Figure IV.15 : Définition du poids propre

**Diaphragme :**

On suppose que les masses de planchers sont concentrées au niveau de leurs centres. On les appelle « Noeuds Maitres » selon la notation.

Étant donné que les planchers sont présumés être rigides à l'infini, il est nécessaire de connecter les nœuds d'un même plancher (nœuds subordonnés) à leur nœud principal, afin de créer un diaphragme. Cela entraîne une diminution du nombre d'équations que doit résoudre ETABS, et aussi le comportement de la structure sera guidé par les degrés de liberté des nœuds principaux des divers étages.

On sélectionne le premier étage → Assign → Joint/Point → Diaphragmas  → D1

→ OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

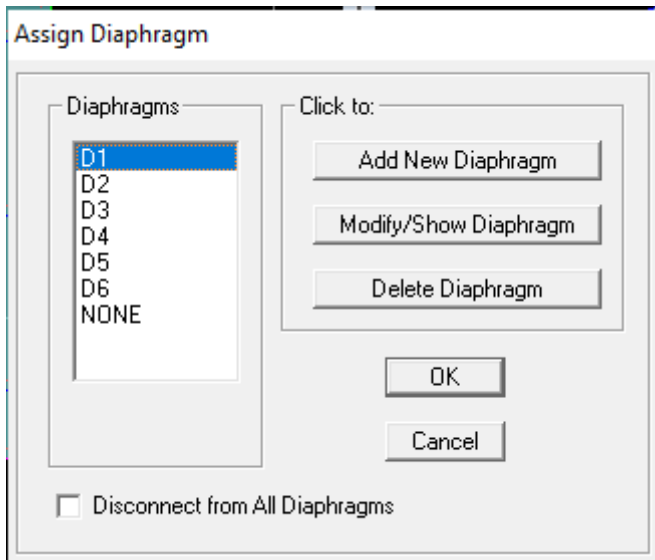


Figure IV.16 : Introduction des diaphragms.

Une fois que le nom du diaphragme a été saisi dans le champ Diaphragms, cliquez sur pour confirmer.

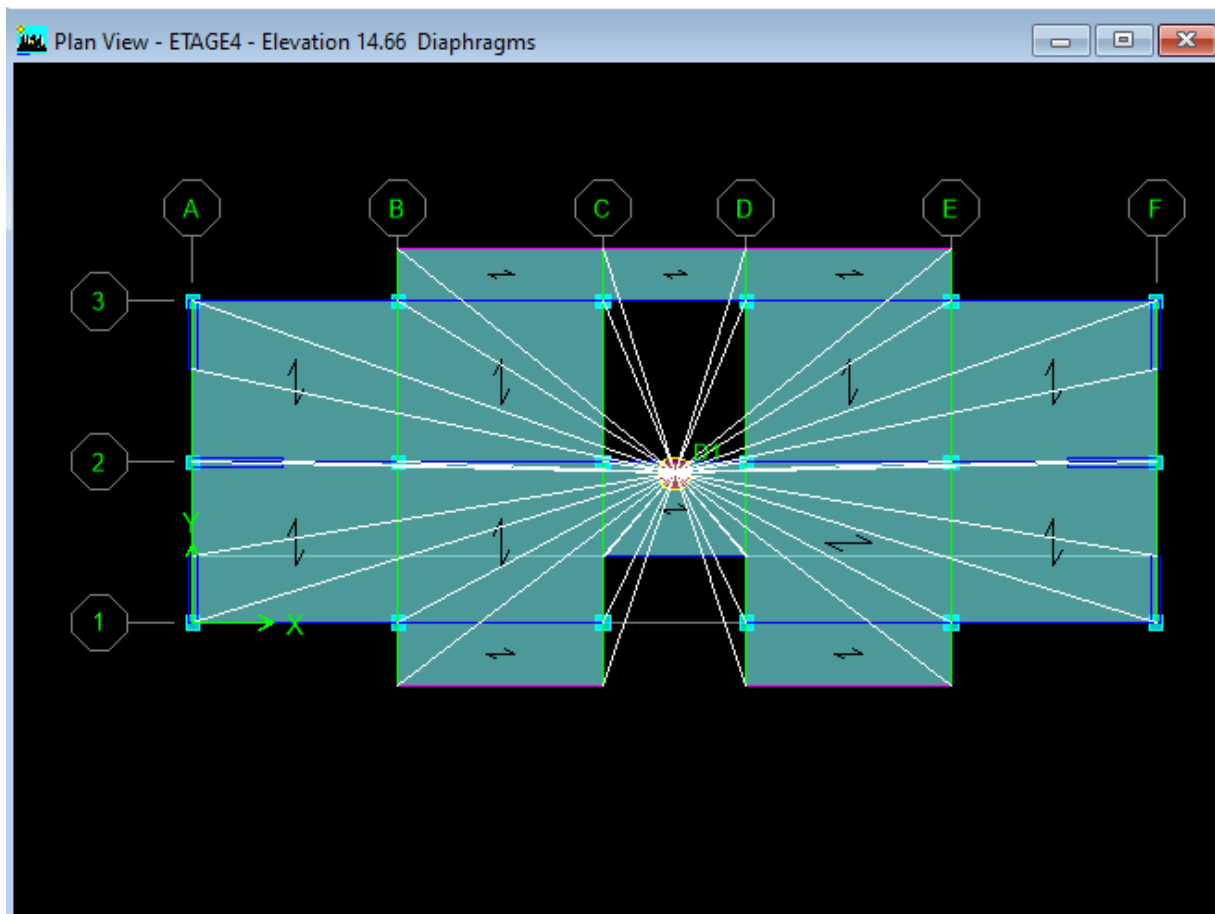


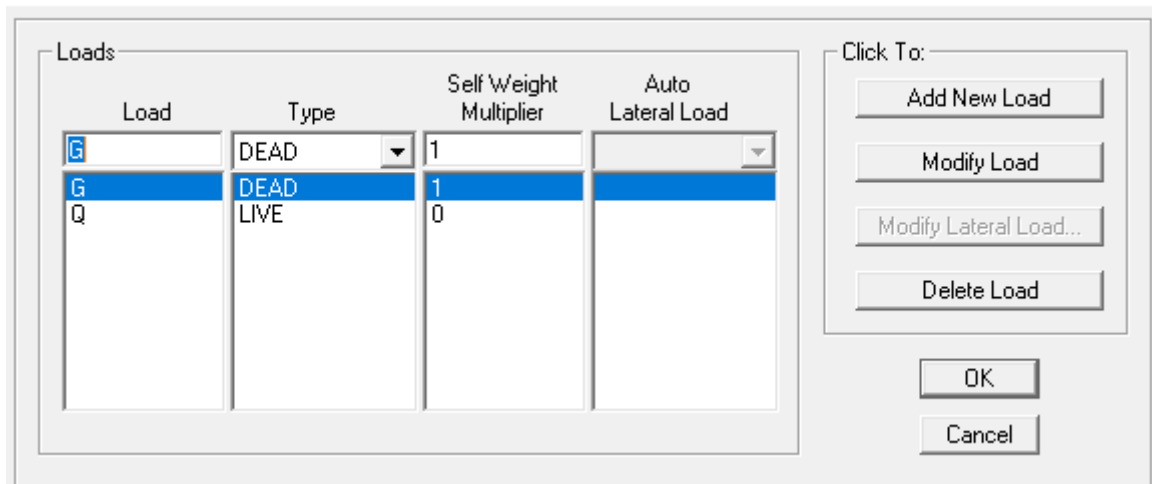
Figure IV.17 : Application des diaphragmes

**Étape 6 : Définition des charges statiques (G, Q) :**

La structure est constamment exposée à des charges (G) et à des charges opérationnelles.

(Q), pour les définir on clique sur : **Define → StaticLoad Cases.**

Define Static Load Case Names

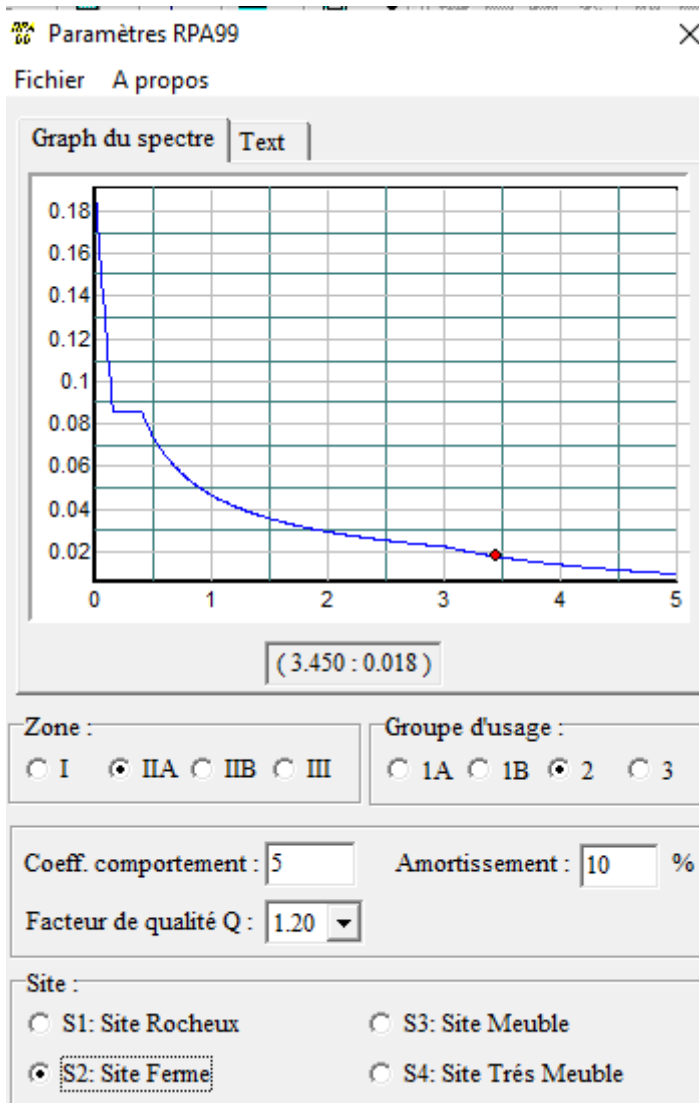


**Figure IV.18 : Définition des charges statiques**

**Étape 7 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003**

On introduira un spectre de réponse dans le cadre du calcul dynamique de la structure. C'est une courbe représentant la réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation spécifique, en fonction de différentes valeurs de la période 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.

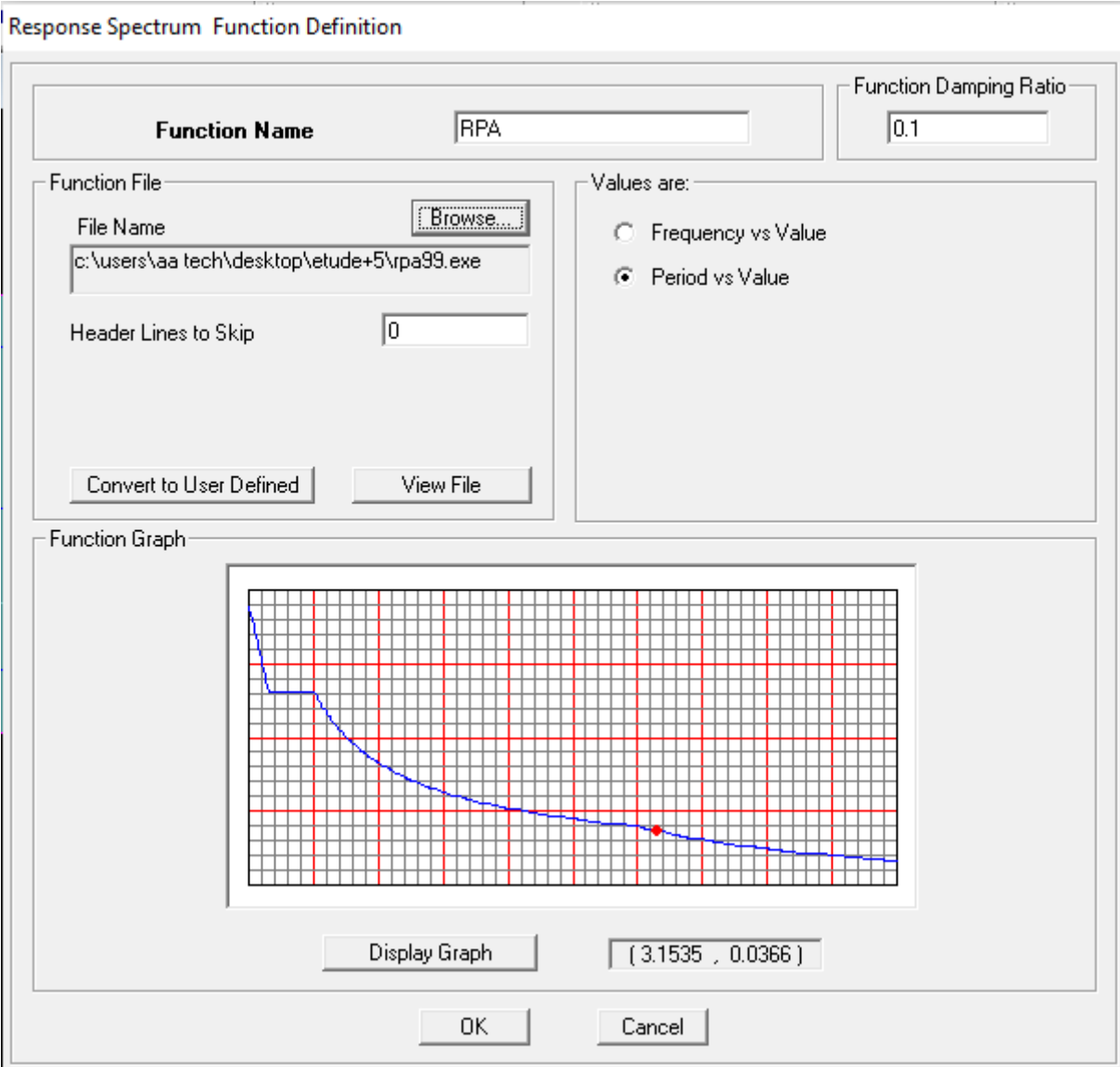


Figure IV.20 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

## Étape 8 : 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**.

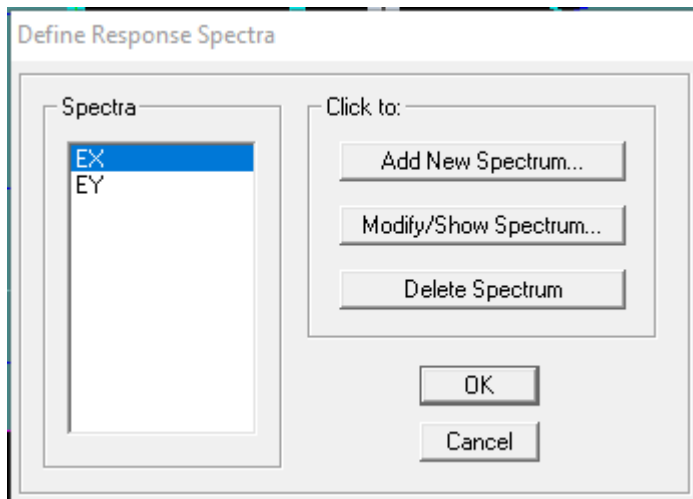


Figure IV.21 : Définition des charges sismiques

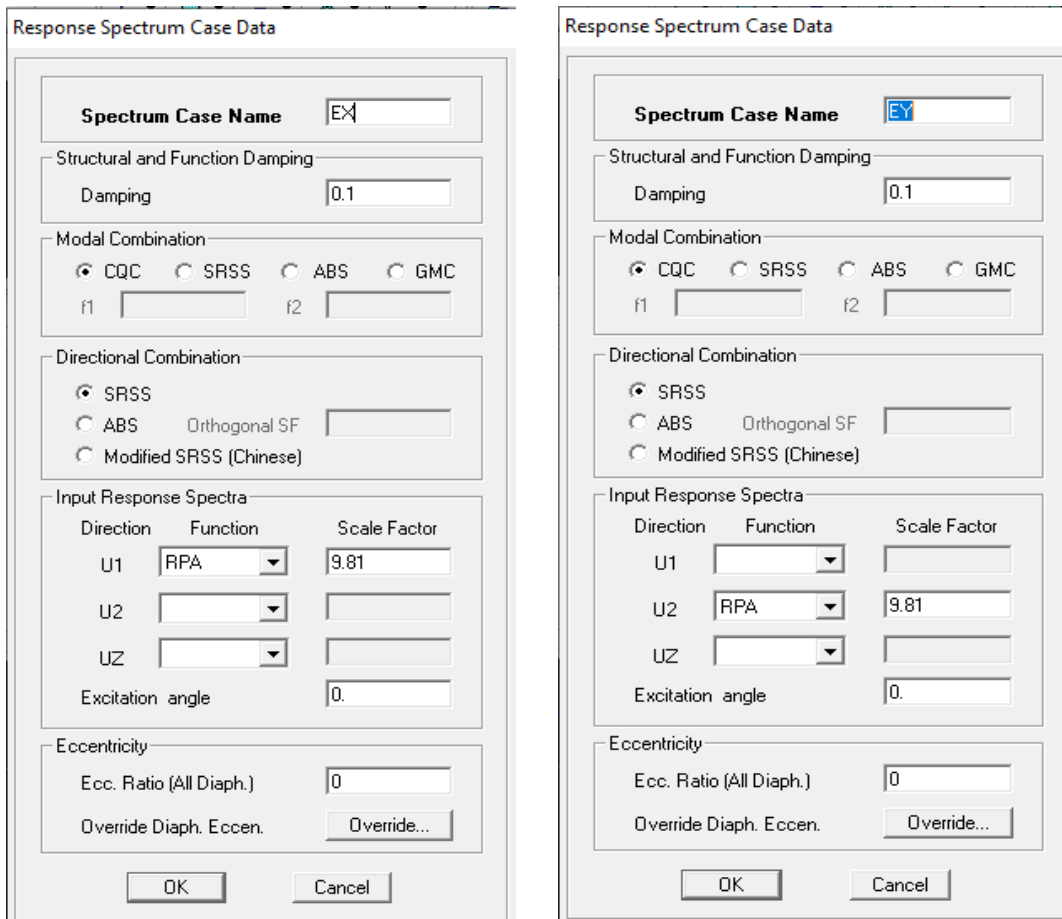


Figure IV.22 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

Étape 9 : Chargement des éléments :

On sélectionne d'abord l'élément et on cliquant sur : assign → shell/areas load → uniform.

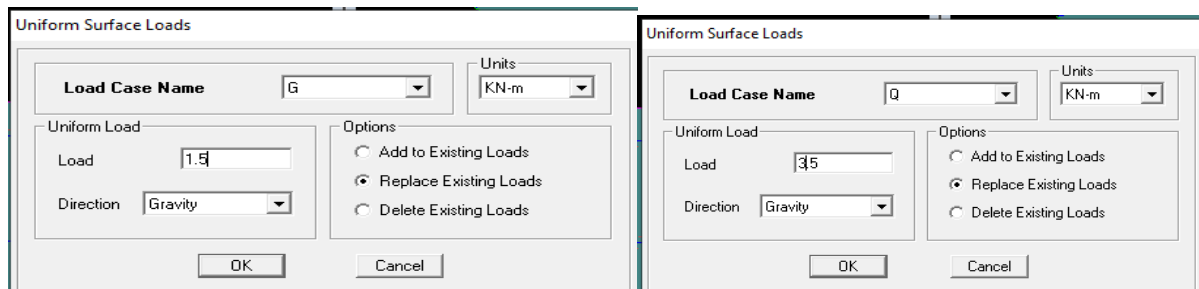


Figure IV.23 : interface d'introduction des charges pour la structure (exp : le balcon).

## Étape 10 : 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 :  $G + Q + E$

08 GE :  $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define → Loads Combinaisons  → Add New Combo.

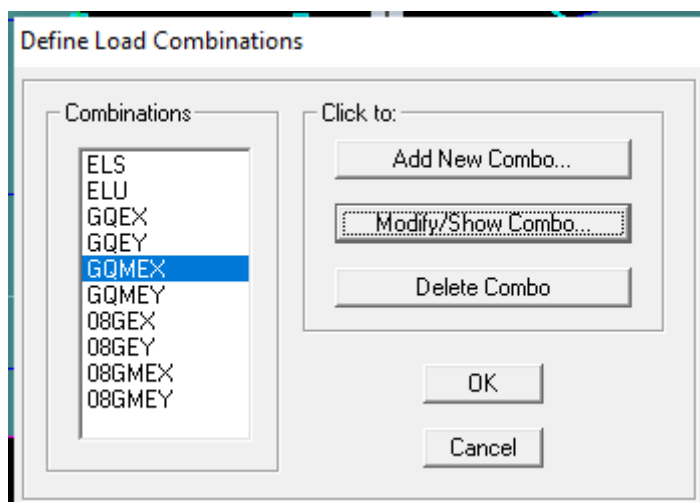


Figure IV.24 : Introduction des combinaisons d'actions

**Chapitre V :**  
**vérifications des exigences de**  
**RPA**

**Introduction :**

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99 version2003 qui sont :

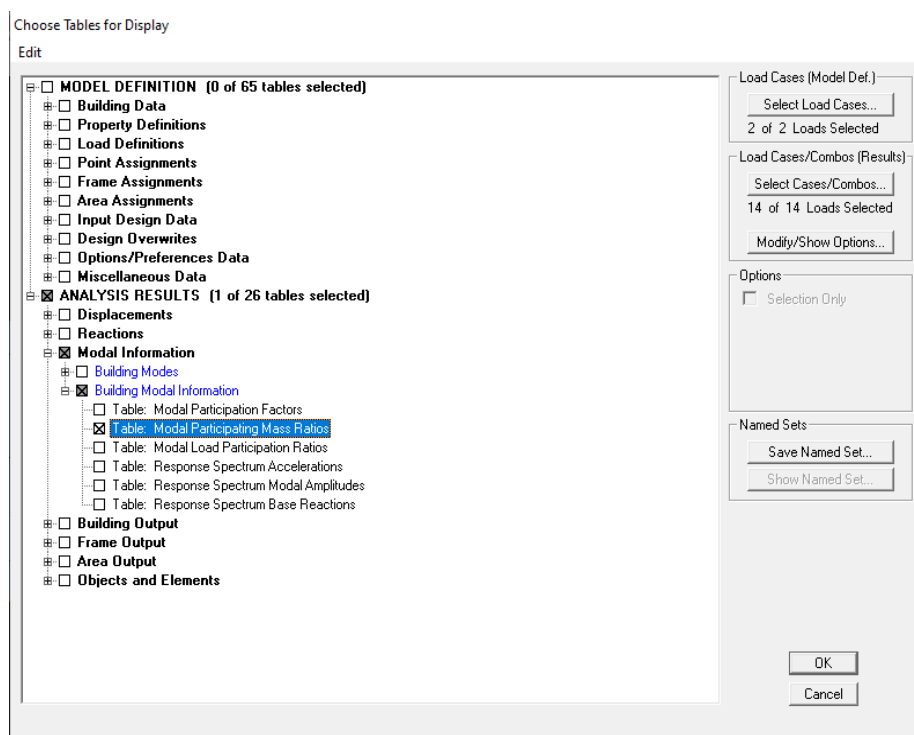
- 1) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 2) L'effort tranchant à la base.
- 3) Étude contreventement et calcul du coefficient de comportement R.
- 4) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.
- 5) Justification vis-à-vis des déplacements.
- 6) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

**V.1. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale**

Afin de contrôler le taux de participation de la masse modale et la période déterminée grâce à notre analyse, nous procédons comme suit :

**Display → Show Tables → Modal Information → Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios → OK.**

On aura la fenêtre représentée sur la page suivant :



**Figure V. 1 : Affichage des informations modales.**

Les résultats seront affichés comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.523897	0.0000	72.4172	0.0000	0.0000	72.4172	0.0000	99.0285
	2	0.519862	71.9541	0.0000	0.0000	71.9541	72.4172	0.0000	0.0000
	3	0.387874	0.0159	0.0000	0.0000	71.9701	72.4172	0.0000	0.0000
	4	0.144447	16.2444	0.0000	0.0000	88.2145	72.4172	0.0000	0.0000
	5	0.143746	0.0000	15.4309	0.0000	88.2145	87.8482	0.0000	0.5350
	6	0.103547	0.0024	0.0000	0.0000	88.2169	87.8482	0.0000	0.0000
	7	0.063874	6.7027	0.0000	0.0000	94.9195	87.8482	0.0000	0.0000
	8	0.062465	0.0000	6.5274	0.0000	94.9195	94.3756	0.0000	0.3324
	9	0.044341	0.0021	0.0000	0.0000	94.9216	94.3756	0.0000	0.0000
	10	0.036798	3.2444	0.0000	0.0000	98.1661	94.3756	0.0000	0.0000
	11	0.034318	0.0000	3.4034	0.0000	98.1661	97.7790	0.0000	0.0677
	12	0.025615	1.4244	0.0000	0.0000	99.5905	97.7790	0.0000	0.0000

◀ ▶

⏪ ⏩

OK

**Figure V.2 : Résultats de la période donnée par ETABS**

Suite à l'accomplissement des étapes ci-dessous, la période maximale associée au premier mode fourni par le logiciel ETABS sera  $T = 0,52$  s.

#### a. Participation massique (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003)

Conformément à l'article 4.3.4 du RPA99 version 2003, lorsque les structures sont modélisées par des plans dans deux directions orthogonales, il est essentiel que le nombre de modes de vibration considérés pour chaque direction d'excitation soit défini de manière à ce que la somme des masses modales effectives des modes sélectionnés représente au moins 90% de la masse globale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est de 08 modes (figure V.2).

$\{Sens X - X : 94.9159 \% > 90\% \rightarrow Condition\ vérifiée.$

$\{Sens Y - Y : 94.3756 \% > 90\% \rightarrow Condition\ vérifiée.$

#### b. Estimation de la période fondamentale de la structure. (Art 4.2.4 RPA 2003)

On peut déterminer la valeur de la période fondamentale (T) de la structure en utilisant des formules empiriques ou en recourant à des techniques analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_n^{\left(\frac{3}{4}\right)} \quad (\text{V.1})$$

Avec :  $h_n$  : hauteur évaluée en mètres depuis le fondement de la structure jusqu'au niveau final n. Pour notre situation,  $h_n$  est de 17.56 m.

$C_t$  : coefficient déterminé en fonction du type de contreventement et de remplissage utilisé. Il est fourni par le tableau 4.6 du RPA 99, version 2003.

$C_t = 0,05$  ; Résistance partielle ou totale assurée par des murs de béton armé.

**Remarque :**

Selon l'article 4.2.4 RPA 99/2003, les valeurs de T, déterminées par les formules de Rayleigh ou via des techniques numériques, ne doivent pas excéder celles prévues par les formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0,05 \times (17.56)^{\frac{3}{4}} = 0,43 \text{ sec.}$$

$$\text{D'où : } T = 1,3 \times 0,43 = 0.559 \text{ sec}$$

$$T \text{ numérique} = 0.52 \text{ s} < 1,3 T \text{ empirique} = 0.559 \text{ s} \quad \rightarrow \text{ condition vérifiée}$$

**c. Le pourcentage de déplacement du bâtiment**

D'après la figure V.2 le pourcentage de déplacement du bâtiment est de 71.9541% dans le sens XX (figure V .3)

Dans le deuxième mode de vibration on a une translation suivant l'axe Y-Y avec un pourcentage

de 72.4172 % (figure V .4).

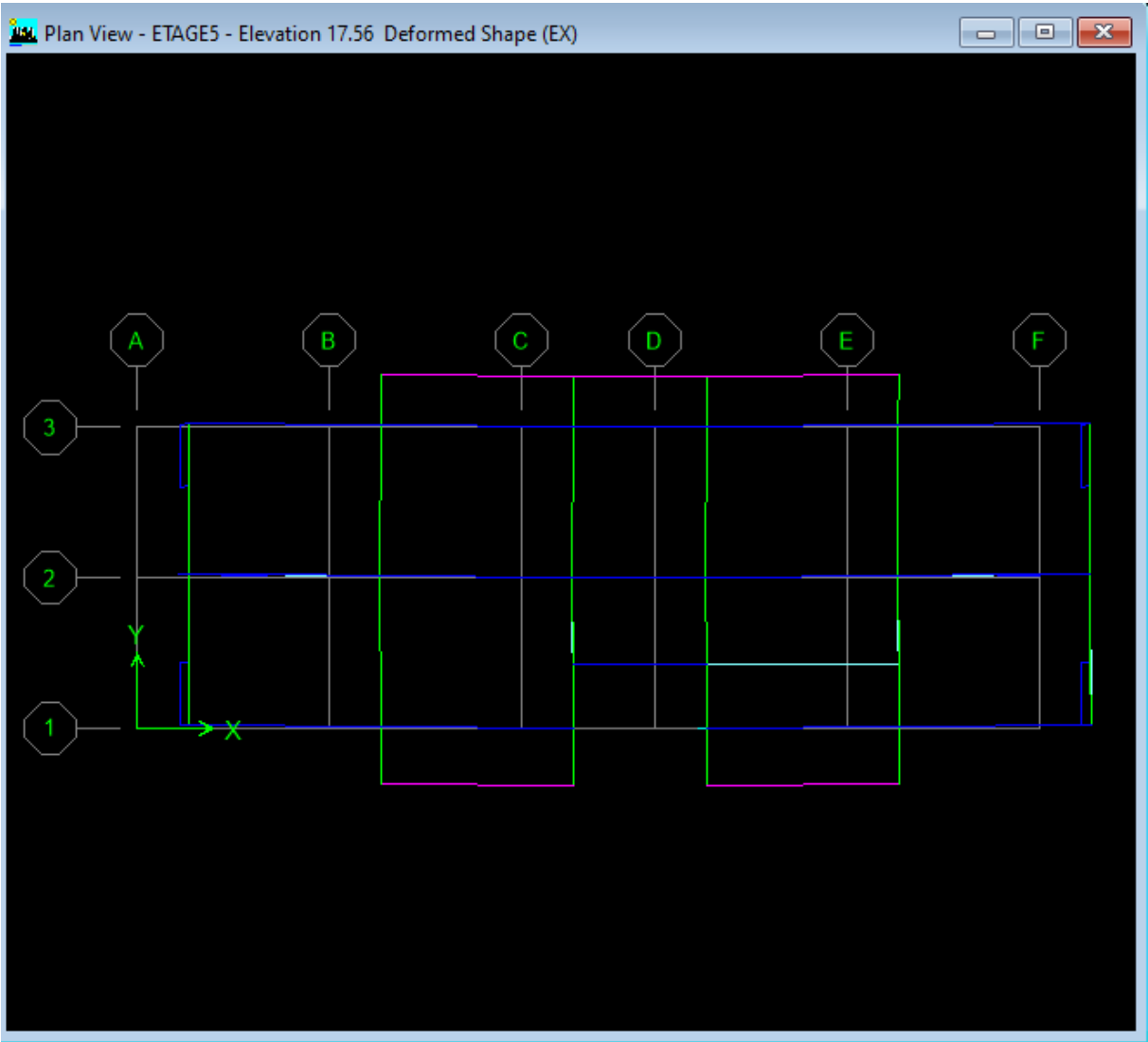


Figure V.3 : translation suivant l'axe X-X

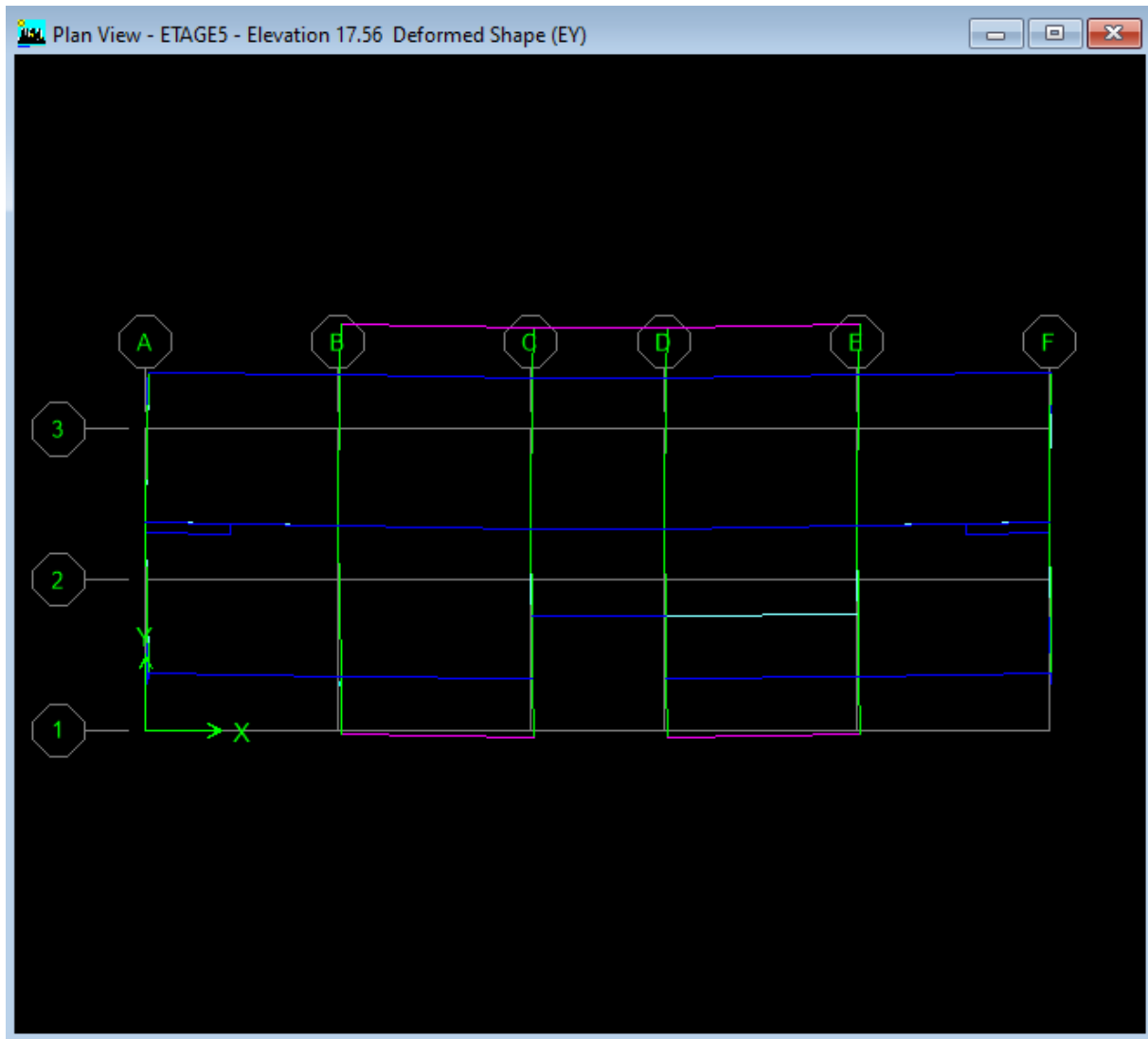


Figure V.4 : translation suivant l'axe Y-Y.

### V.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La somme des forces sismiques à la base  $V$ , calculée en combinant les valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la somme des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{mse}$  pour une période fondamentale donnée selon la formule empirique appropriée. (Article 4.2.3 RPA 99 version 2003).

$$V_{\text{logiciel}} > 0,8 V_{mse} \quad (V.2)$$

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique :

$$V_{mse} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (V.3).$$

**A** : Le coefficient d'accélération est fourni par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003, en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R** : coefficient de comportement qui dépend du type de système de contreventement utilisé dans la structure.

**D** : facteur de gain dynamique moyen, dépendant de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

**Q** : facteur de qualité, influencé par 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 suivants.

**a. Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Le coefficient d'accélération de zone (A) est établi en fonction de la zone sismique et du groupe d'utilisation du bâtiment, comme indiqué dans le tableau V.1 :

**Tableau V.1** : Coefficient d'accélération de zone "A". (Tableau 4.1 RPA 99/03)

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
<b>1A</b>	0.15	0.25	0.30	0.40
<b>1B</b>	0.12	0.20	0.25	0.30
<b>2</b>	0.10	0.15	0.20	0.25
<b>3</b>	0.07	0.10	0.14	0.18

$$A=0.15 \rightarrow \begin{cases} \text{La Zone sismique est : zone IIa,} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases}$$

**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'après la formule (4.2 RPA99 version 2003) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (V.4)$$

T<sub>2</sub> : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le **tableau (4.7 du RPA 99 version 2003)** :

T<sub>2</sub> = 0.40s (Site ferme S2)

T = 0.52s

**Tableau V.2** : Valeurs de T1 et T2 (4.7 du RPA 99/V03)

Site	S1	S2	S3	S4
<b>T1(sec)</b>	0.15	0.15	0.15	0.15
<b>T2(sec)</b>	0.30	0.40	0.50	0.70

η : Facteur de correction d’amortissement. Il est donné par la formule **(4.3 RPA99 version 2003)** :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

D’où ξ (%) est le pourcentage d’amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l’importance des remplissages. **(Tableau 4.2 RPA99 version 2003)**

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : 10 %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7$$

$$\eta = 0.76 \geq 0,70$$

Pour comprendre cet article de manière optimale, la période sélectionnée pour le calcul du facteur « D » est définie à partir du tableau ci-dessous :

	Condition sur T	Période choisie
<b>1 er cas</b>	T analytique T empirique	T = T empirique
<b>2 ème cas</b>	T empirique T analytique 1,3 T empirique	T = T analytique
<b>3 ème cas</b>	1,3 T empirique T analytique	T = 1,3 T empirique

(114)

2 ème cas :  $T_{\text{empirique}} = 0.43 < T_{\text{analytique}} = 0.52 < 1,3 T_{\text{empirique}} = 0.559$

$T = T_{\text{analytique}} = 0.52 \text{ sec}$

Donc :

$$D = 2.5 \eta \left( T^2 / T \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \left( 0.4 / 0.52 \right)^{2/3}$$

**D = 1.60**

### 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 :  $Q = 1 + \sum Pq$

**Avec Pq** : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Tableau V.3 : valeurs des pénalités Pq

Critère «q »	Observé (oui ou non) XX	Observé (oui ou non) YY	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	Oui	0,00

On aura finalement : **Q x = 1,05 et Q y = 1,05.**

**d. Détermination du poids de la structure (W) :**

W : est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$\sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

D'où :  $W_T = \sum_{i=1}^n W_i$

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.

**$\beta$** : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 RPA2003**.

**Tableau V.4 : valeurs du coefficient de pondération**

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

$\beta=0.2 \rightarrow$  pour un bâtiment d'habitation.

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

**Display  $\rightarrow$  show tables  $\rightarrow$  sélectionner Building Output Table  $\rightarrow$  Story Shears  $\rightarrow$**

**POIDS Combo**

On aura la fenêtre suivante :

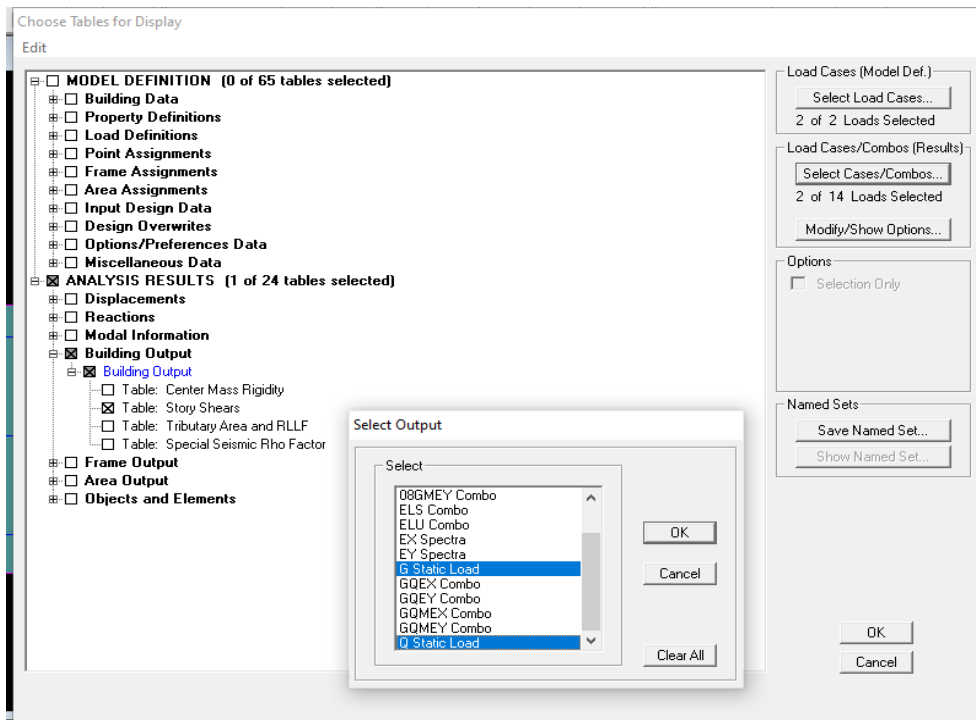


Figure V.5 Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représenté par le tableau suivant.

Tableau V.5 : Valeur du poids total de la structure

Story Shears										
Edit View										
Story Shears										
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
▶	ETAGE5	G	Top	1172.01	0.00	0.00	0.000	4338.035	-12657.900	
	ETAGE5	G	Bottom	1434.46	0.00	0.00	0.000	5282.855	-15492.360	
	ETAGE4	G	Top	2554.63	0.00	0.00	0.000	9340.954	-27590.388	
	ETAGE4	G	Bottom	2888.28	0.00	0.00	0.000	10798.414	-31193.808	
	ETAGE3	G	Top	4008.45	0.00	0.00	0.000	14856.513	-43291.836	
	ETAGE3	G	Bottom	4384.51	0.00	0.00	0.000	16466.658	-47353.311	
	ETAGE2	G	Top	5504.68	0.00	0.00	0.000	20524.757	-59451.335	
	ETAGE2	G	Bottom	5880.75	0.00	0.00	0.000	22134.902	-63512.814	
	ETAGE1	G	Top	7000.92	0.00	0.00	0.000	26193.001	-75610.842	
	ETAGE1	G	Bottom	7425.92	0.00	0.00	0.000	27979.321	-80200.842	
	RDC	G	Top	8576.09	0.00	0.00	0.000	32036.280	-92622.678	
	RDC	G	Bottom	9020.61	0.00	0.00	0.000	33892.872	-97423.494	

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ETAGE5	Q	Top	323.24	0.00	0.00	0.000	1209.076	-3490.992
	ETAGE5	Q	Bottom	323.24	0.00	0.00	0.000	1209.076	-3490.992
	ETAGE4	Q	Top	629.20	0.00	0.00	0.000	2324.840	-6795.360
	ETAGE4	Q	Bottom	648.40	0.00	0.00	0.000	2463.080	-7002.720
	ETAGE3	Q	Top	954.36	0.00	0.00	0.000	3578.844	-10307.088
	ETAGE3	Q	Bottom	973.56	0.00	0.00	0.000	3717.084	-10514.448
	ETAGE2	Q	Top	1279.52	0.00	0.00	0.000	4832.848	-13818.816
	ETAGE2	Q	Bottom	1298.72	0.00	0.00	0.000	4971.088	-14026.176
	ETAGE1	Q	Top	1604.68	0.00	0.00	0.000	6086.852	-17330.544
	ETAGE1	Q	Bottom	1623.88	0.00	0.00	0.000	6225.092	-17537.904
	RDC	Q	Top	1937.04	0.00	0.00	0.000	7346.256	-20920.032
	RDC	Q	Bottom	1956.24	0.00	0.00	0.000	7484.496	-21127.392

OK

On choisit la valeur indiquée pour **RDC\_ Bottom G ET Q, Donc :**

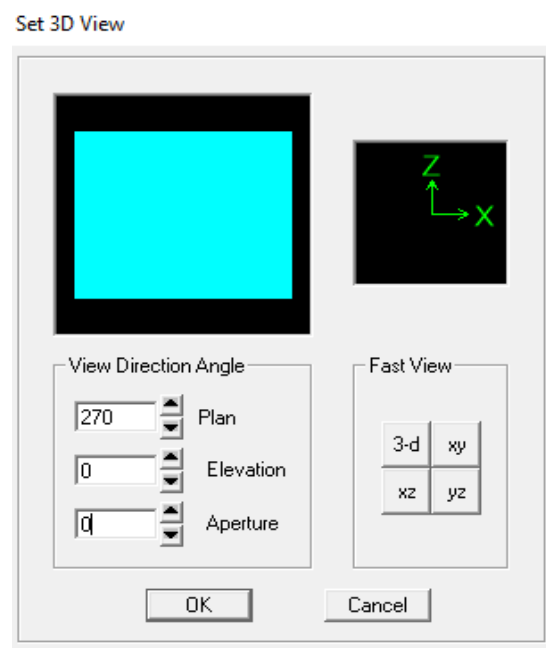
$$W = 9020.61 + 1956.24 = 10976.85 \text{ KN.}$$

### V.3. Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement (R) :

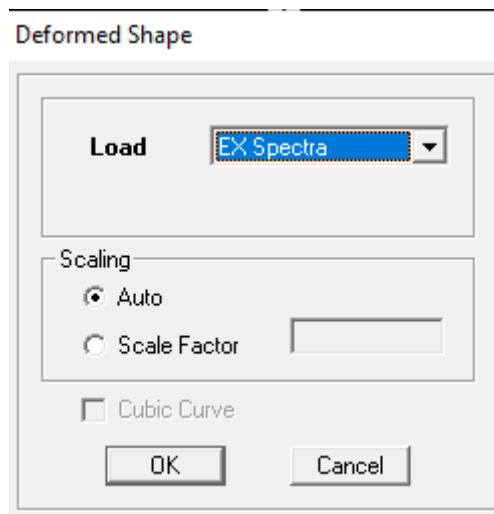
À ce stade, il est nécessaire de calculer les proportions respectives des forces horizontales et verticales supportées par les voiles et les poteaux afin d'étayer la valeur de R à prendre en compte.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS ensuivant les étapes ci-après

**View → set 3D view →** une fenêtre apparait on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture → **OK**

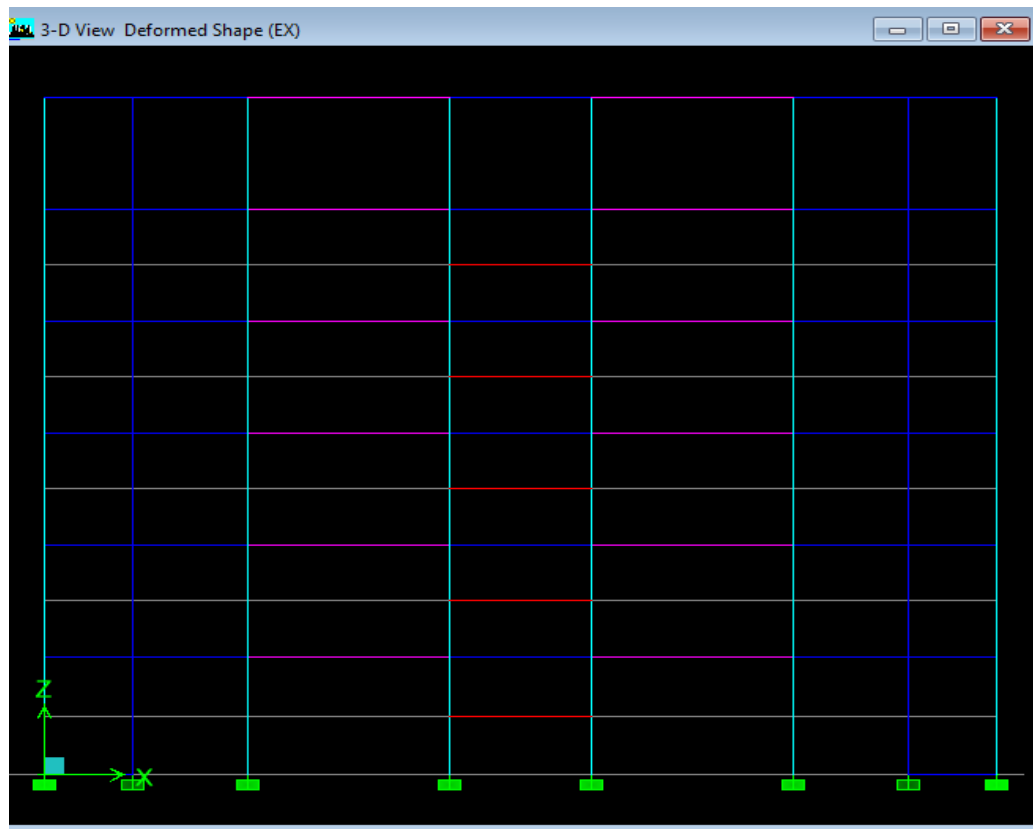


Ensuite →display →show deformed shape → on sélectionne la combinaison Ex.



Ensuite : draw →draw section cut →OK

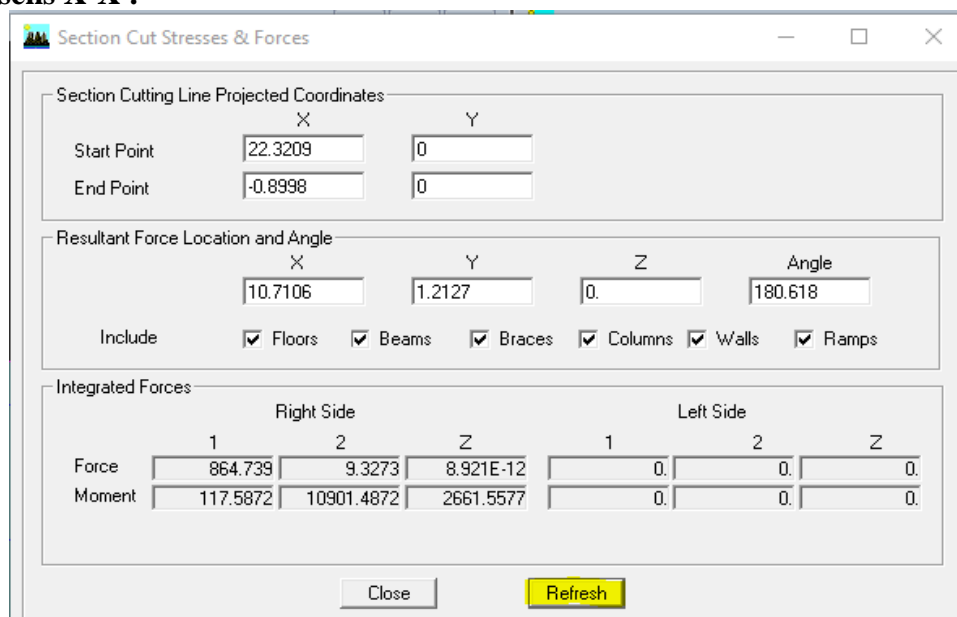
→ Nous traçons une ligne horizontale qui traverse les éléments de la structure à la base, comme indiqué ci-dessous, et nous obtenons cette fenêtre avec son accompagnement en bas.



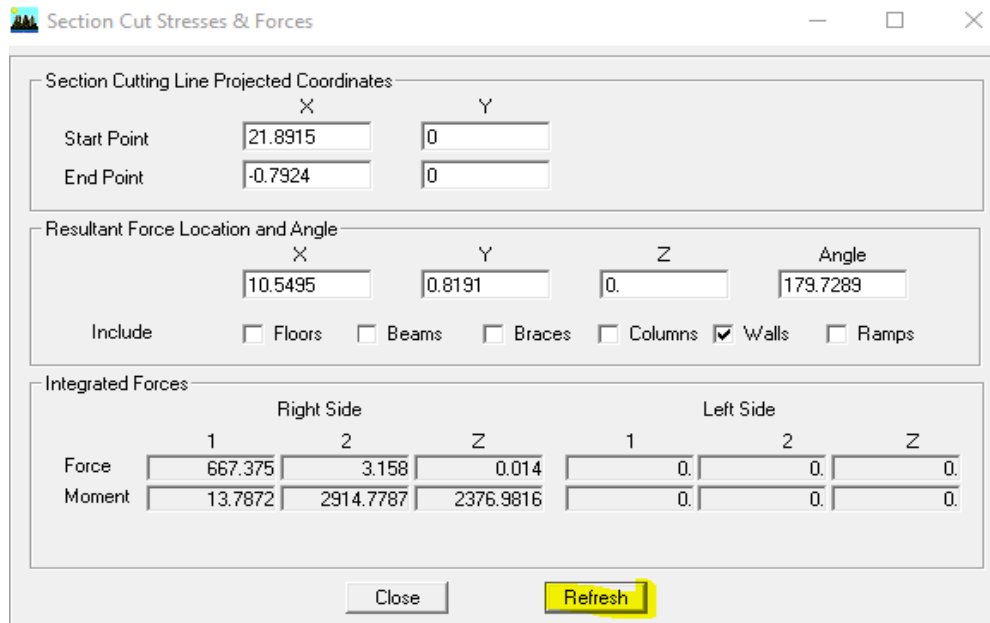
Pour visualiser les efforts pris en compte par les portiques, décochez Floors, Beams, Braces, Columns et Ramps, puis cliquez sur rafraîchir. Vous obtiendrez une nouvelle valeur dans la case de force 1 comme suit :

**Les charges horizontales :**

**Selon le sens X-X :**



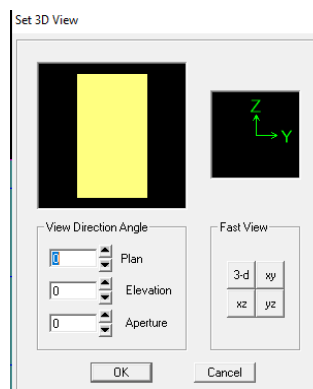
Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d’obtenir les efforts les efforts horizontaux reprenez par les voiles uniquement.

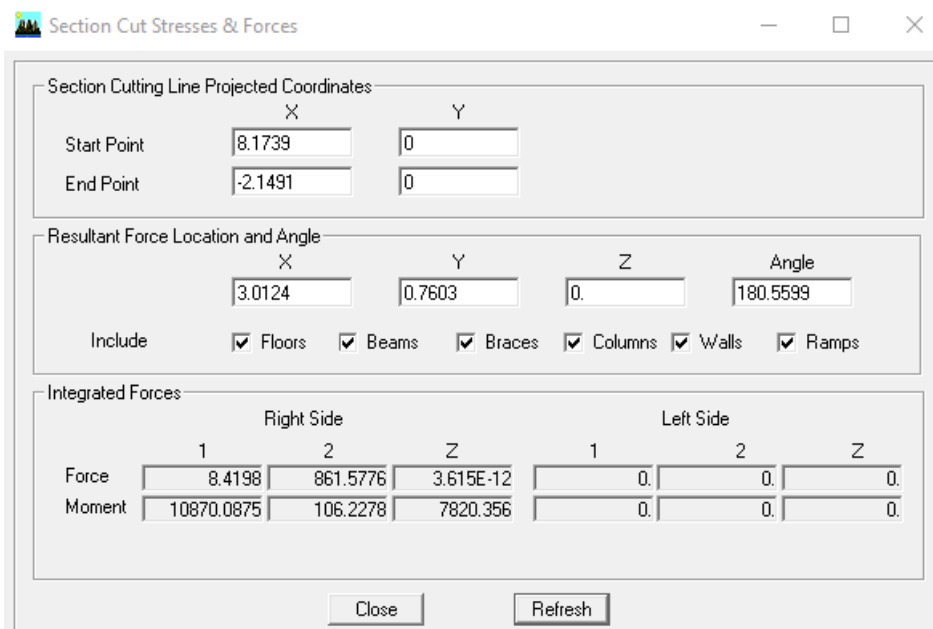
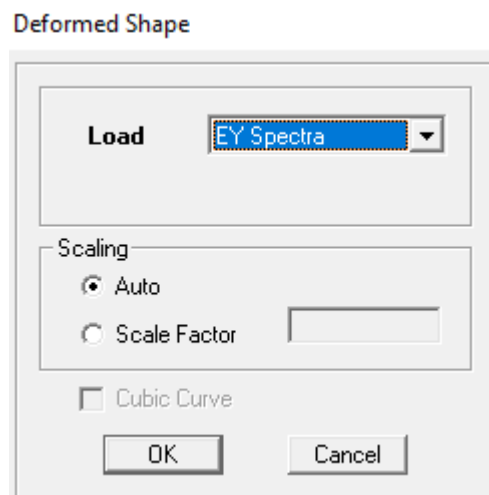


TableauV.2 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X

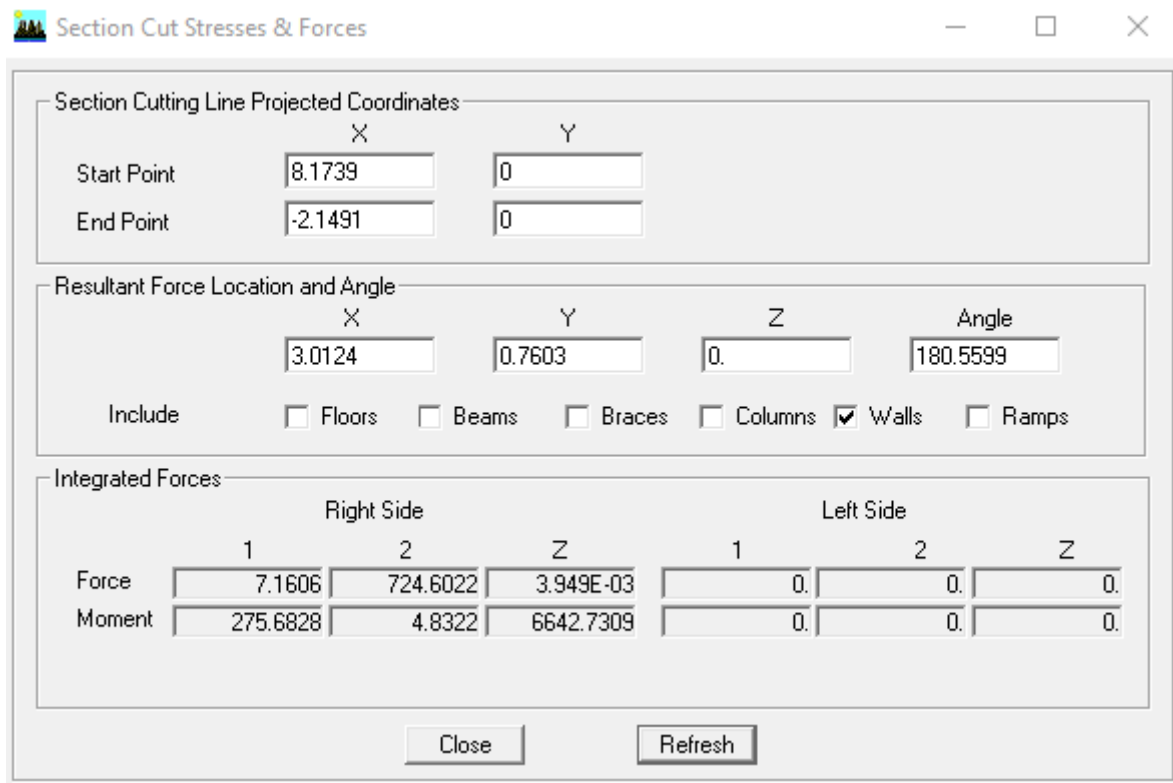
Story X-X	Fx totale	Pourcentage %	Fx voiles	Pourcentage %
RDC	864.739	100.00	667.375	77.18
1er étage	826.138	100.00	442.547	53.57
2eme étage	750.145	100.00	429.413	57.20
3eme étage	632.365	100.00	267.522	42.30
4eme étage	471.449	100.00	246.326	52.25
5eme étage	269.303	100.00	87.626	32.54

Selon le sens Y-Y : De l’Etabs on obtient les tableaux suivant :





Par la suite, il faut sélectionner uniquement **Wall** pour obtenir les efforts horizontaux repris par les voiles.

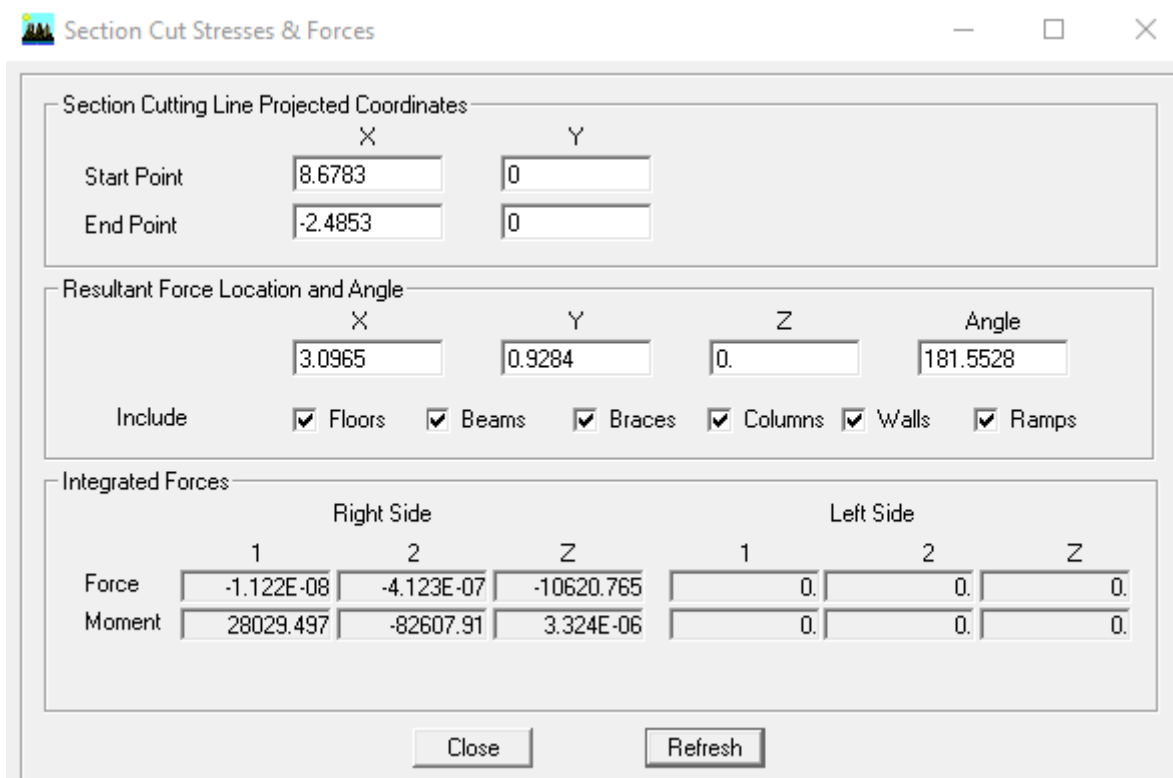
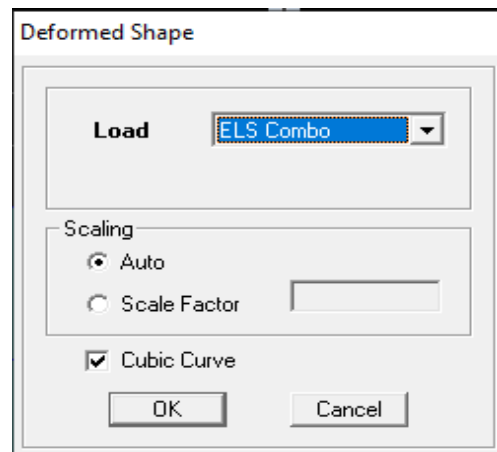


**Tableau V.3** : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y

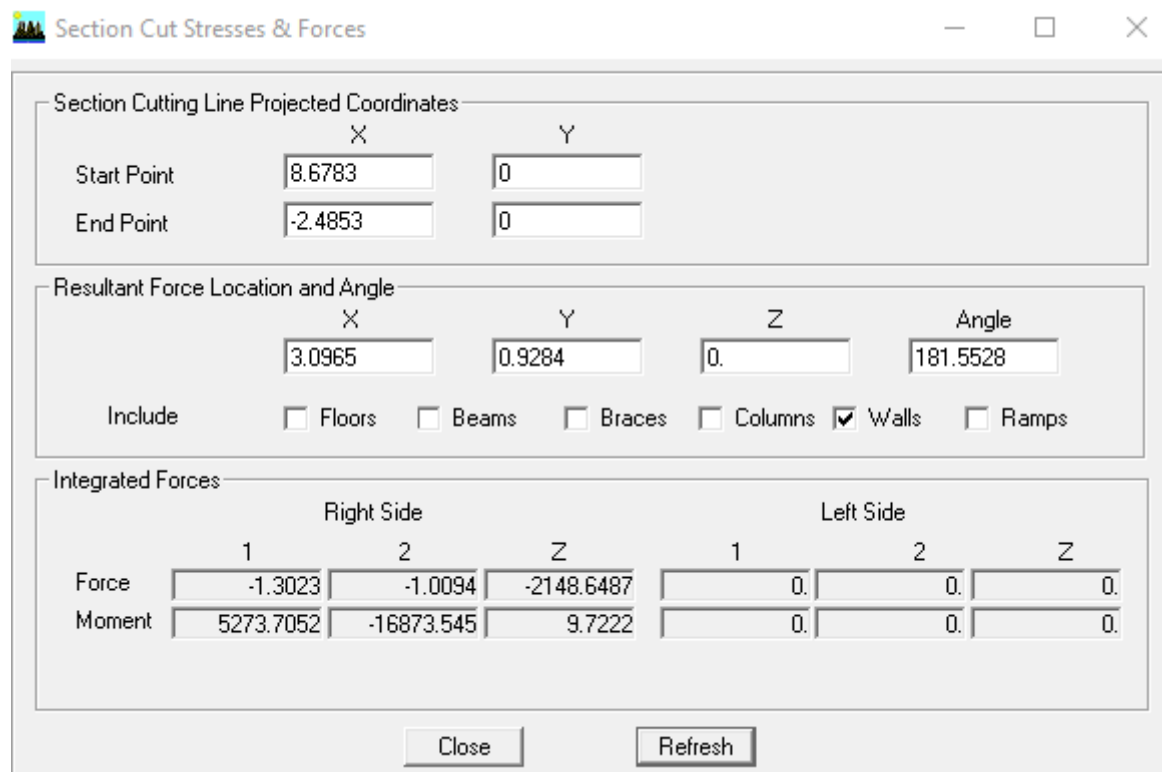
Story Y-Y	Fy totale	Pourcentage %	Fy voiles	Pourcentage %
RDC	861.578	100,00	724.602	84.10
1er étage	824.623	100,00	546.541	66.28
2eme étage	748.923	100,00	524.560	70.04
3eme étage	629.901	100,00	376.52	59.77
4eme étage	467.509	100,00	322.428	68.96
5eme étage	266.072	100,00	121.999	45.85

**Les Charges verticales :**

-Selon le sens Z-Z :



Par la suite, on doit simplement sélectionner **Wall** pour obtenir les efforts. Les efforts horizontaux sont uniquement pris en charge par les voiles.



**TableauV.4 : Pourcentages des forces verticales dans le sens Z-Z.**

Story Z-Z	Fz totale	Pourcentage %	Fz voile	Pourcentage %
RDC	10620.765	100,00	2184.649	20.57

**Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b><u>A</u></b>	<b><u>Béton armé</u></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

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

Selon l'article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui catégorise les systèmes de contreventement, pour notre structure, nous adoptons le système de contreventement mixte garanti par des voiles et des portiques, avec un coefficient de comportement :  $R=5$ .

En définitive, l'estimation de la force sismique à la fondation via la technique statique équivalente nous fournit les chiffres ci-après :

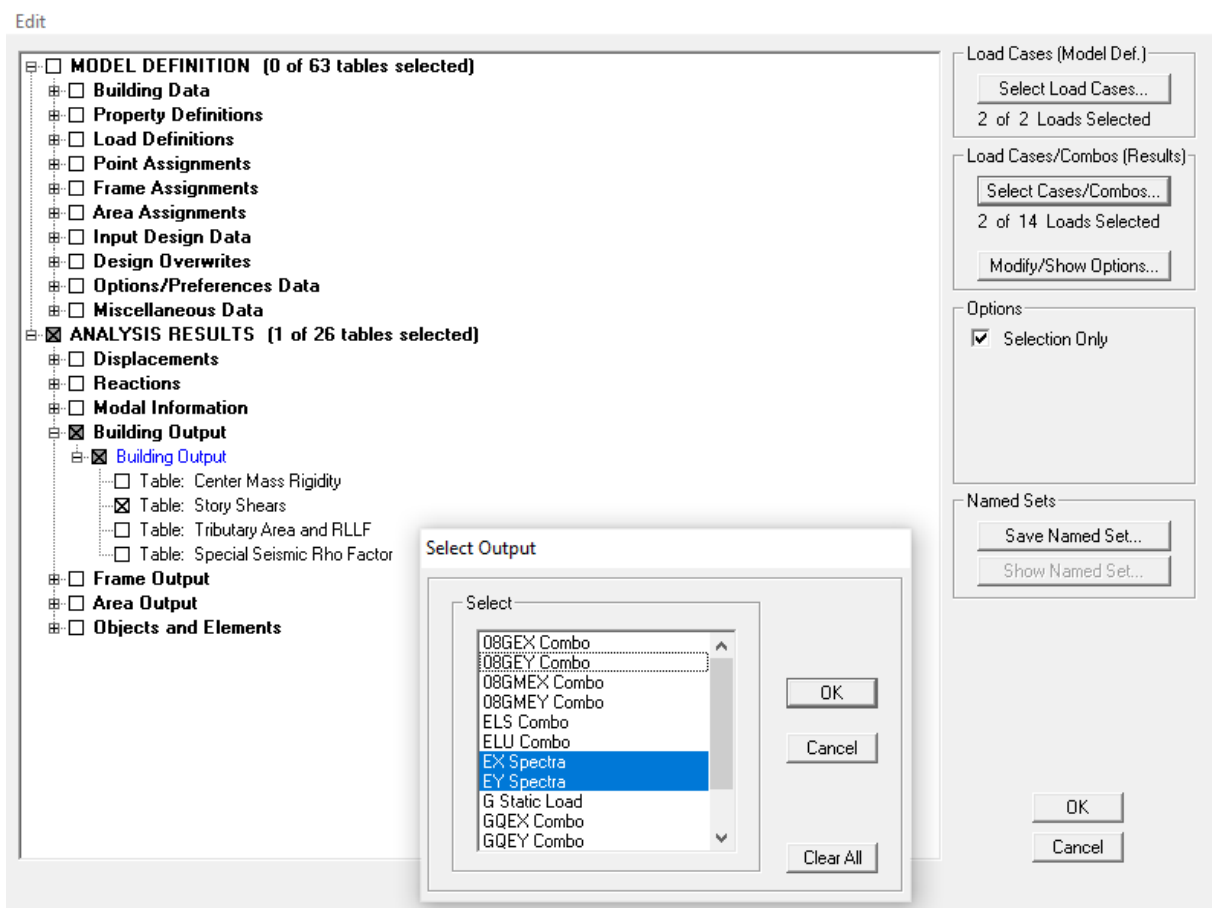
MSE (RPA 99 V/ 2003)	Sens X-X'		Sens Y-Y'	
<b>Coefficient</b>	A	0.15	A	0.15
	D	1.60	D	1.60
	Q	1.05	Q	1.05
	W	10976.85	W	10976.85
	R	3	R	3
<b>Forces sismiques V (KN)</b>	553.23		553.23	

**Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS :**

En procédant par les étapes suivantes :

**Display → Show tables → on selection Building Output → story Shears**

**→ on choisit EX spectra et EY spectra**



**Figure V.6 :** Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE4	EY	Bottom	0.00	0.00	467.53	5539.569	2103.688	0.007
ETAGE3	EX	Top	0.00	632.37	0.00	2635.603	0.007	2124.2
ETAGE3	EX	Bottom	0.00	632.37	0.00	2635.603	0.012	3911.6
ETAGE3	EY	Top	0.00	0.00	629.93	7489.358	2103.688	0.007
ETAGE3	EY	Bottom	0.00	0.00	629.93	7489.358	3885.666	0.012
ETAGE2	EX	Top	0.00	750.15	0.00	3153.039	0.012	3911.6
ETAGE2	EX	Bottom	0.00	750.15	0.00	3153.039	0.017	6024.0
ETAGE2	EY	Top	0.00	0.00	748.96	8945.583	3885.666	0.012
ETAGE2	EY	Bottom	0.00	0.00	748.96	8945.583	5996.375	0.017
ETAGE1	EX	Top	0.00	826.14	0.00	3506.896	0.017	6024.0
ETAGE1	EX	Bottom	0.00	826.14	0.00	3506.896	0.023	8342.8
ETAGE1	EY	Top	0.00	0.00	824.66	9908.640	5996.375	0.017
ETAGE1	EY	Bottom	0.00	0.00	824.66	9908.640	8314.567	0.023
RDC	EX	Top	0.00	864.79	0.00	3709.583	0.023	8342.8
RDC	EX	Bottom	0.00	864.79	0.00	3709.583	0.031	10902.1
RDC	EY	Top	0.00	0.00	861.62	10415.896	8314.567	0.023
RDC	EY	Bottom	0.00	0.00	861.62	10415.896	10870.607	0.031

D'après le tableau V.6 ; la valeur maximale dans chaque sens : **Vx = 864.79 KN**

$$V_y = 861.62 \text{ KN}$$

**Comparaison des résultats des forces sismiques :**

	V MSE (KN)	0.8V MSE (KN)	V ETABS (KN)	V ETABS 0.8V MSE
<b>Sens (x-x)</b>	553.23	445.584	864.79	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Sens (y-y)</b>	553.23	445.584	861.62	<b>Condition vérifiée</b>

#### V.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Conformément à l'article 7.4.3.1 de la RPA99.Version 2003, l'effort standard de calcul, aussi appelé effort standard réduit, est restreint par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{B f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{V.10})$$

Avec : **Nd** : Effort normal sismique :

**B** : Section transversale du poteau considéré :

**f<sub>cj</sub>** : est la résistance caractéristique du béton ;

On commence par choisir les poteaux à la base, puis on clique sur

**Display → Show table → Select cases/ Combos** (on sélectionne les combinaisons

d'action sismique « G + Q + E » et « 0.8G ± E ») → **Frame output → Frame forces**

→ **Column forces** → **OK**.

On prend la grande valeur de P

Pour les poteaux (40× 40) : Nd= 923.19 KN

$$V = \frac{923.19 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.23 \leq 0.3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les poteaux (35×35) : Nd = 597.66 KN

$$V = \frac{597.66 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.20 \leq 0.3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les poteaux (30×30) : Nd = 269.84 KN

$$V = \frac{269.84 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0.12 \leq 0.3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### V.5. Justification vis-à-vis des déplacements :

Conformément à l'article 5.10 RPA99 version 2003, les déplacements latéraux d'un étage en relation avec les étages adjacents ne doivent pas excéder 1% de la hauteur de l'étage.

Le mouvement horizontal à chaque niveau k «  $\delta_k$  » de la structure est déterminé de la manière suivante :

(Formule 4-1.9RPA 99 version 2003)

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (V.11)$$

$d_{ek}$  : 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 :

(Formule 4-20 de RPA 99).

$$D_k = d_k - \delta_{k-1} \quad (V.12)$$

$d_{kx}$  : mouvement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la fondation de la structure.

$d_{ky}$  : mouvement transversal d'un niveau « i » en relation avec la base de la structure.

#### a) Dans le sens longitudinal :

Pour calculer les valeurs des déplacements longitudinaux à l'aide du logiciel, on procède comme suit :

**Display** → **Show Tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS** → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

Select Cases/Combos → 2 fois sur **OK**

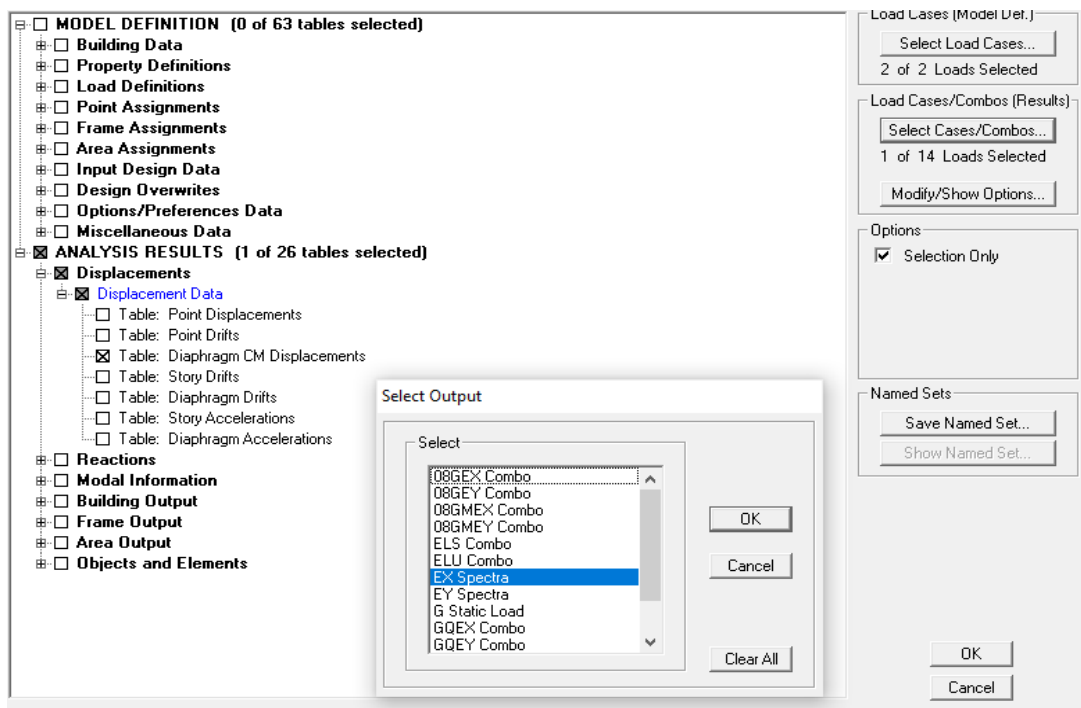


Tableau V.7 : Efforts tranchants à la base donnés par ETABS.

Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ETAGE5	D6	EX	0.0121	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00009
	ETAGE4	D5	EX	0.0099	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
	ETAGE3	D4	EX	0.0076	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
	ETAGE2	D3	EX	0.0051	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
	ETAGE1	D2	EX	0.0028	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
	RDC	D1	EX	0.0009	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001

b) Dans le sens transversal :

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison **Ex** par **Ey** en cliquant sur : **Select cases/combo** → 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ETAGE5	D6	EY	0.0000	0.0121	0.0000	0.00000	0.00000	0.00014
	ETAGE4	D5	EY	0.0000	0.0101	0.0000	0.00000	0.00000	0.00012
	ETAGE3	D4	EY	0.0000	0.0078	0.0000	0.00000	0.00000	0.00009
	ETAGE2	D3	EY	0.0000	0.0053	0.0000	0.00000	0.00000	0.00006
	ETAGE1	D2	EY	0.0000	0.0029	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
	RDC	D1	EY	0.0000	0.0009	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison  $E_x$  :

Story	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k$	$\Delta k_x$	1% Hn	Conclusion
<b>ETAGE 5</b>	0.0121	3	0.0363	0.0066	0.0290	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 4</b>	0.0099	3	0.0297	0.0069	0.0290	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 3</b>	0.0076	3	0.0228	0.0075	0.0290	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 2</b>	0.0051	3	0.0153	0.0069	0.0290	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 1</b>	0.0028	3	0.0084	0.0057	0.0290	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	0.0009	3	0.0027	0.0018	0.0306	<b>C.V</b>

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison  $E_y$  :

Story	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k$	$\Delta k_x$	1% Hn	Conclusion
<b>ETAGE 5</b>	0.0121	3	0.0363	0.006	0.0290	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 4</b>	0.0101	3	0.0303	0.0069	0.0290	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 3</b>	0.0078	3	0.0234	0.0075	0.0290	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 2</b>	0.0053	3	0.0159	0.0072	0.0290	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 1</b>	0.0029	3	0.0087	0.006	0.0290	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	0.0009	3	0.0027	0.0019	0.0306	<b>C.V</b>

### c) Déplacement maximal

Il faut s'assurer que le déplacement maximal subi par la structure respecte la formule ci-dessous :

Article B.6.5.3.BAEL91

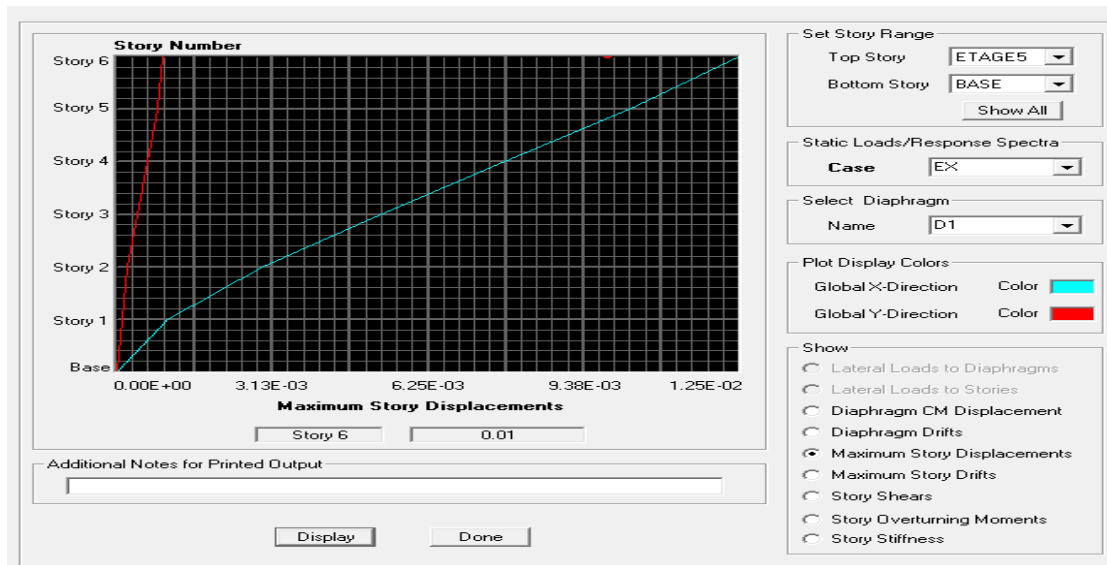
$$\delta_{\max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

Avec: **f**: la fleche admissible.

**h<sub>t</sub>** : la hauteur totale du bâtiment

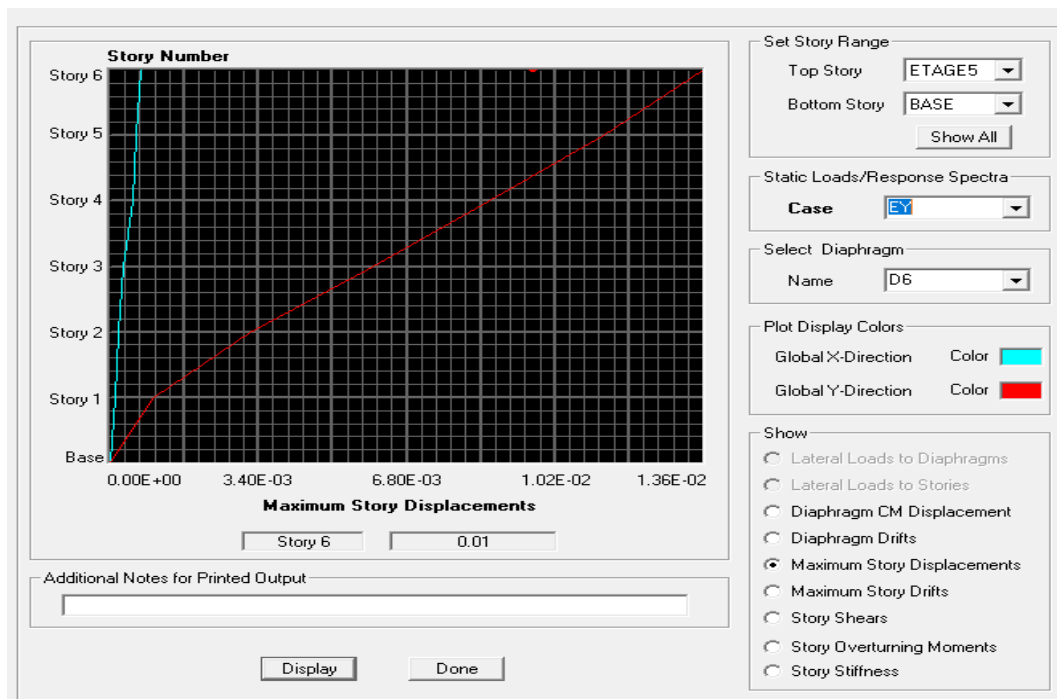
*Display* → *Show story response plots*

Suivant Ex



$$\delta_{max} = 0.01m \leq f = \frac{ht}{500} = \frac{17.56}{500} = 0.03512 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey



$$\delta_{max} = 0.01m \leq f = \frac{ht}{500} = \frac{17.56}{500} = 0.03512 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### V.6. Vérifications de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un phénomène non linéaire de second ordre qui se manifeste dans chaque structure où les éléments sont exposés à des charges axiales. Cet effet est fortement associé à la valeur de la force axiale appliquée (P) ainsi qu'à l'écart « Delta » ( $\Delta$ ). (Article 5.9 RPA 99, version 2003)

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.1 \quad (V.14)$$

Avec : ces valeurs sont données par logiciel ETABS

- $P_k$  : 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 2ème 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.

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 $V_x$

**Display** → **show tables** → **ANALYSIS RESULTS Display** → **show tables** → **ANALYSIS RESULTS** → **Building Output** → **Table : Story Shears** → on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur : 2 fois **OK**

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ETAGE5	EX	Top	0.00	269.30	0.00	1110.824	0.000	0.000
	ETAGE5	EX	Bottom	0.00	269.30	0.00	1110.824	0.003	780.980
	ETAGE4	EX	Top	0.00	471.45	0.00	1946.788	0.003	780.980
	ETAGE4	EX	Bottom	0.00	471.45	0.00	1946.788	0.007	2124.297
	ETAGE3	EX	Top	0.00	632.37	0.00	2635.603	0.007	2124.297
	ETAGE3	EX	Bottom	0.00	632.37	0.00	2635.603	0.012	3911.680
	ETAGE2	EX	Top	0.00	750.15	0.00	3153.039	0.012	3911.680
	ETAGE2	EX	Bottom	0.00	750.15	0.00	3153.039	0.017	6024.077
	ETAGE1	EX	Top	0.00	826.14	0.00	3506.896	0.017	6024.077
	ETAGE1	EX	Bottom	0.00	826.14	0.00	3506.896	0.023	8342.862
	RDC	EX	Top	0.00	864.79	0.00	3709.583	0.023	8342.862
	RDC	EX	Bottom	0.00	864.79	0.00	3709.583	0.031	10902.121

**Pour Vy**

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ETAGE5	EY	Top	0.00	0.00	266.08	3139.590	0.000	0.000
	ETAGE5	EY	Bottom	0.00	0.00	266.08	3139.590	771.645	0.003
	ETAGE4	EY	Top	0.00	0.00	467.53	5539.569	771.645	0.003
	ETAGE4	EY	Bottom	0.00	0.00	467.53	5539.569	2103.688	0.007
	ETAGE3	EY	Top	0.00	0.00	629.93	7489.358	2103.688	0.007
	ETAGE3	EY	Bottom	0.00	0.00	629.93	7489.358	3885.666	0.012
	ETAGE2	EY	Top	0.00	0.00	748.96	8945.583	3885.666	0.012
	ETAGE2	EY	Bottom	0.00	0.00	748.96	8945.583	5996.375	0.017
	ETAGE1	EY	Top	0.00	0.00	824.66	9908.640	5996.375	0.017
	ETAGE1	EY	Bottom	0.00	0.00	824.66	9908.640	8314.567	0.023
	RDC	EY	Top	0.00	0.00	861.62	10415.896	8314.567	0.023
	RDC	EY	Bottom	0.00	0.00	861.62	10415.896	10870.607	0.031

**Pour P = G+Q**

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETAGE5	G	Top	1172.01	0.00	0.00	0.000	4338.035	-12657.0
	ETAGE5	G	Bottom	1434.46	0.00	0.00	0.000	5282.855	-15492.0
	ETAGE5	Q	Top	323.24	0.00	0.00	0.000	1209.076	-3490.5
	ETAGE5	Q	Bottom	323.24	0.00	0.00	0.000	1209.076	-3490.5
	ETAGE4	G	Top	2554.63	0.00	0.00	0.000	9340.954	-27590.0
	ETAGE4	G	Bottom	2888.28	0.00	0.00	0.000	10798.414	-31193.0
	ETAGE4	Q	Top	629.20	0.00	0.00	0.000	2324.840	-6795.3
	ETAGE4	Q	Bottom	648.40	0.00	0.00	0.000	2463.080	-7002.7
	ETAGE3	G	Top	4008.45	0.00	0.00	0.000	14856.513	-43291.0
	ETAGE3	G	Bottom	4384.51	0.00	0.00	0.000	16466.658	-47353.0
	ETAGE3	Q	Top	954.36	0.00	0.00	0.000	3578.844	-10307.0
	ETAGE3	Q	Bottom	973.56	0.00	0.00	0.000	3717.084	-10514.0
	ETAGE2	G	Top	5504.68	0.00	0.00	0.000	20524.757	-59451.0
	ETAGE2	G	Bottom	5880.75	0.00	0.00	0.000	22134.902	-63512.0
	ETAGE2	Q	Top	1279.52	0.00	0.00	0.000	4832.848	-13818.0
	ETAGE2	Q	Bottom	1298.72	0.00	0.00	0.000	4971.088	-14026.0
	ETAGE1	G	Top	7000.92	0.00	0.00	0.000	26193.001	-75610.0
	ETAGE1	G	Bottom	7425.92	0.00	0.00	0.000	27979.321	-80200.0
	ETAGE1	Q	Top	1604.68	0.00	0.00	0.000	6086.852	-17330.0
	ETAGE1	Q	Bottom	1623.88	0.00	0.00	0.000	6225.092	-17537.0
	RDC	G	Top	8581.09	0.00	0.00	0.000	32032.780	-92676.0
	RDC	G	Bottom	9025.61	0.00	0.00	0.000	33889.372	-97477.0
	RDC	Q	Top	1937.04	0.00	0.00	0.000	7346.256	-20920.0
	RDC	Q	Bottom	1956.24	0.00	0.00	0.000	7484.496	-21127.0

**-Selon le sens X :**

STORY	POIDS	VX	$\Delta k$	He	$Pk \times \Delta k$	$VX \times He$	$\theta_x$	$\theta_x < 0.1$
<b>ETAGE 5</b>	1757.7	269.30	0.0066	2.90	11.601	780.97	0.0148	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 4</b>	3536.68	471.45	0.0069	2.90	24.403	1367.205	0.0178	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 3</b>	5358.07	632.37	0.0075	2.90	40.186	1833.873	0.0219	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 2</b>	7179.47	750.15	0.0069	2.90	49.538	2175.435	0.0227	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 1</b>	9049.8	826.14	0.0057	2.90	51.584	2395.806	0.0215	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	10981.85	864.79	0.0018	3.06	19.767	2646.257	0.0075	<b>C.V</b>

**Selon le sens Y :**

STORY	POIDS	VY	$\Delta k$	He	$Pk \times \Delta k$	$VX \times He$	$\theta_x$	$\theta_x < 0.1$
<b>ETAGE 5</b>	1757.7	266.08	0.006	2.90	10.546	771.632	0.0148	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 4</b>	3536.68	467.53	0.0069	2.90	24.403	1355.837	0.0179	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 3</b>	5358.07	629.93	0.0075	2.90	40.186	1826.797	0.0219	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 2</b>	7179.47	748.93	0.0072	2.90	51.692	2171.897	0.0238	<b>C.V</b>
<b>ETAGE 1</b>	9049.8	824.66	0.006	2.90	54.299	2391.514	0.0227	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	10981.85	861.62	0.0019	3.06	20.866	2636.577	0.0079	<b>C.V</b>

**V.7.Conclusion**

Dans notre cas, on peut négliger l'effet du second ordre puisqu'il est satisfait à tous les niveaux :  $\Theta$  est inférieur ou égal à 0,1.

# **Chapitre VI :**

## **Ferraillage des éléments**

## Introduction

Ce chapitre représente le but principal de notre recherche. L'objectif est de définir les sections d'armatures requises pour chaque composant de la structure, en s'appuyant sur les contraintes identifiées dans le chapitre précédent. Le ferrailage des éléments résistants sera réalisé en accord avec les directives du règlement BAEL91 révisé 99, ainsi qu'avec les normes parasismiques actuellement appliquées en Algérie (RPA 99 – version 2003).

**Les poteaux et les voiles** seront calculés en **flexion composée**, tandis que **les poutres en flexion simple**.

### VI.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des composants de structure qui assurent le transfert des contraintes vers les fondations. Chaque poteau est exposé à une force  $N$  et un moment de flexion  $M$ , qui sont obtenus grâce au logiciel ETABS.

Les calculs des sections d'armatures seront réalisés en considérant trois scénarios de sollicitations combinées, pour assurer la solidité et la robustesse des composants structuraux dans les situations les plus défavorables :

1. **Le maximum de l'effort normal** avec son moment fléchissant correspondant .
2. **Le minimum de l'effort normal** avec son moment fléchissant associé .
3. **Le moment fléchissant maximal**, associé à l'effort normal correspondant.

**Les combinaisons considérées pour les calculs sont :**

Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques) :

.  $G+Q+E$

.  $0.8G\pm E$

- Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

. l'ELU.  $1.35G+1.5Q$

#### VI.1.1. Recommandations du RPA :

##### - Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi L$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés

symétriquement.

- Pourcentage total minimum (Art.7.4.2.1 RPA99 version 2003) : Le pourcentage minimal d'aciers est de 0.8% de la section du béton (0.8% bh).

- Pourcentage total maximum :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone de recouvrement

**Tableau VI.1** : Section minimale et maximale des armatures.

	<b>A min = 0.8% b h (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4% b h (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>6% b h (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Poteaux (40x40)</b>	12.8	64	96
<b>Poteaux (35x35)</b>	9.8	49	73.5
<b>Poteaux (30x30)</b>	7.2	36	54

**VI.1.2. Calcul des armatures 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.

Trois situations distinctes peuvent être envisagées lors de la détermination des armatures longitudinales.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

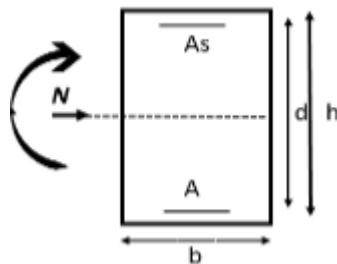
Calcul du centre de pression :  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

**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 est situé à l'intérieur de la zone délimitée par les armatures et l'effort. normalement 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 :

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$$

Avec :  $N_u$  : effort de compression.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

**1er cas :**

Si  $\mu \leq \mu = 0.392$  → la section est simplement armée. ( $A' = 0$ )

- Armatures fictives :  $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

- Armatures réelles :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$       Avec :  $\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$

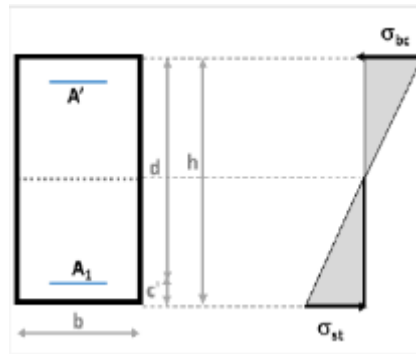
**2 ème cas :**

Si  $\mu \geq \mu=0.392$  → la section est doublement armée. ( $A' \neq 0$ )

On Calculus:  $M_r = \mu_1 b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

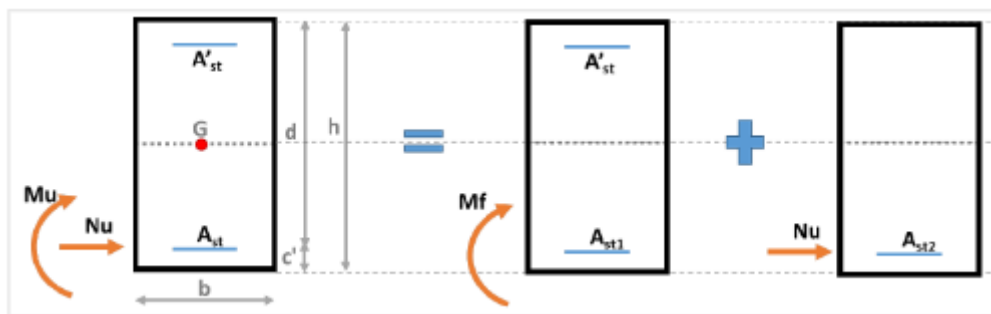
Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.



$$\begin{cases} A1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \Delta M / ((d - c') \cdot \sigma_s) \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_{st}' = A' \\ A_{st} = A1 + \frac{Nu}{\sigma_s} \end{cases}$$



**Figure VI.1 :** Section partiellement comprimée (SPC).

**b- Section entièrement comprimée (SEC)**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d-c') - M_f > [0.337h - 0.81 \frac{c'}{h}] b h^2 f_{bc}$$

Avec :  $M_f = M_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures ; Deux cas peuvent se présenter :

**1er cas :**

Si  $Nu(d-c') - M_f \geq (0.5 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$  → la section est doublement armée.

$A_2 > 0$  et  $A_1' > 0$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f(d-0.5h)bh.f_{bc}}{(d-c').\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{Nu - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

**2 eme cas :**

Si  $Nu(d-c') - M_f < (0.5 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$  → la section est Simplement armée .

$A_2 > 0$  et  $A_1' = 0$

$$A_2 = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

**C - Section entièrement tendue :**

$$e_u = \frac{M_u}{Nu} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$A_{si} = Nu \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10} (d-c)}$$

$$A_{ss} = \left( \frac{Nu}{\sigma_{10}} + A_{si} \right)$$

Avec :  $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$

**Remarque :**

Si  $e_u = \frac{Nu}{Mu} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{Nu - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$ : Contrainte de l'acier.

**Sollicitations de calcul :**

Les demandes de calcul basées sur les pires combinaisons sont directement tirées du programme ETABS, et les résultats sont compilés dans le tableau ci-dessous :

Ensuite, le ferraillage des poteaux sera réalisé grâce à l'application de calcul des sections d'armatures SOCOTEC. En tenant compte des scénarios de chargement les plus défavorables :

(N max, M corr ), (N min ; M corr ), (Mmax, Ncorr)

**Tableau VI.2 :** Les sollicitations de calcul des poteaux.

Niveau	Section (cm2)	Sollicitation	Poteaux	Comb	Effort normal Nu (KN)	Moment Mu (KN.m)
<b>RDC – E1</b>	<b>(40×40)</b>	Nmax - Mcorr	C9	ELU	1132.04	-7.459
		Nmin - Mcorr	C1	08GEY	530.14	9.519
		Ncorr – Mmax	C5	GQEX	668.69	-71.652
<b>E2 – E3</b>	<b>(35×35)</b>	Nmax - Mcorr	C9	ELU	735.29	-15.051
		Nmin - Mcorr	C1	08GEY	102.86	6.432
		Ncorr – Mmax	C5	GQEX	374.33	-69.746

<b>E4-E5</b>	<b>(30×30)</b>	Nmax - Mcorr	C9	ELU	348.77	-13.576
		Nmin - Mcorr	C1	08GEX	41.47	1.615
		Ncorr - Mmax	C5	GQEX	114.18	-49.315

**Calcul du ferraillage des poteaux :**

**Tableau VI.3 :** Ferraillage des poteaux

Poteau	N°	N (KN)	M (KN.m)	OBS	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>(40×40)</b>	C9	1132.04	-7.459	SEC	0	0	12.8	4 HA 16 4 HA 14	14.2
	C1	530.14	9.519	SET	0	0			
	C5	668.69	-71.652	SPC	0	0			
<b>(35×35)</b>	C9	735.29	-15.051	SEC	0	0	9.8	8 HA 14	12.32
	C1	102.86	6.432	SET	0	0			
	C5	374.33	-69.746	SPC	0	1.31			
<b>(30×30)</b>	C9	348.77	-13.576	SEC	0	0	7.2	4 HA 14 4 HA 12	10.68
	C1	41.47	1.615	SET	0	0			
	C5	114.18	-49.315	SPC	0	3.44			

**VI.1.3. Vérifications à l'ELU**

**Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont agencées de façon à éviter tout déplacement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur fonction principale :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

**Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99)**

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.34 \text{ mm} ; \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

$\varnothing_t$  : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en Q8  
Soit ( $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ ).

**Espacement des armatures transversales : Selon Art A.8.13. BAEL91 modifiées 99**

$$St \leq \min \{ 15\varnothing^{\min} ; 40 \text{ cm} ; (a+10) \text{ cm} \}$$

**Avec : a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$St \leq \min \{ 15 \times 1.2 ; 40 \text{ cm} ; (30+10) \text{ cm} \} \rightarrow (18 ; 40 ; 40)$$

$$st \leq 18 \text{ cm.} \quad \text{Soit } st = 15 \text{ cm}$$

**Selon Art 7.4.2.2.RPA 99 version 2003**

**En zone courante :**

$$t' \leq 15\varnothing \dots\dots\dots(\text{zone IIa})$$

$$t' \leq 25 \times 1.2 = 18$$

$$St \leq 18 \quad \text{soit } st = 15 \text{ cm}$$

**En zone nodale :**

$$t_{\min} (10Q, 15) \dots\dots(\text{zone IIa})$$

$$t \leq \min (10 \times 1.2 ; 15) = \min (12 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

$$St \leq 12 \text{ cm} \text{ soit } st = 10 \text{ cm}$$

**Vérification de la quantité d'armatures transversales :(7.4.2.2)**

Si  $\lambda g \geq 5$ .....A t min =0.3% S t .b 1

Si  $\lambda g \leq 3$ .....A t min =0.8 % S t .b 1

Si  $3 < \lambda g \leq 5$ ... .. interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b 1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$\lambda g$  : Elancement géométrique du poteau ;  $\lambda g = ( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} )$

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement du poteau ;  $l_f = 0.707 .l_0$

$l_0$ : Hauteur libre du poteau.

poteaux	Hauteur $h_e(m)$	$L_f$ (m)	$\lambda g$	$A_{tmin}(cm^2)$		$A_{adopt} (cm^2)$	observation
				Zone courant $s_t=15 cm$	Zone nodal $s_t=10cm$		
<b>40×40</b>	3.06	2.163	5.4	1.8	1.2	<b>4 HA 8 = 2,01</b>	<b>Condition Vérifier</b>
	2.90	2.050	5.13	1.8	1.2		
<b>35×35</b>	2.90	2.050	5.86	1.58	1.05		
<b>30×30</b>	2.90	2.050	6.83	1.35	0.9		

**Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale comprend le véritable nœud poutre-poteaux ainsi que les extrémités des barres qui contribuent à ce dernier. Les longueurs à considérer pour chaque barre sont indiquées dans l'image ci-dessous.

$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1 ; h_1 ; 60)$  (Art.7.4.2.1)

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

**Tableau VI.4** : détermination de la zone nodale.

	H	h'
<b>Poteau (40x40)</b>	3.06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6} \right); 40; 40; 60 = 60\text{cm}$
<b>Poteau (35x35)</b>	2.90	$h' = \text{Max} \left( \frac{290-35}{6} \right); 35; 35; 60 = 60\text{cm}$
<b>Poteau (30x30)</b>	2.90	$h' = \text{Max} \left( \frac{290-35}{6} \right); 30; 30; 60 = 60\text{cm}$

**La longueur minimale des recouvrements :(Art 7.4.2.1 RPA2003) :**

Pour la zone IIa :  $L_r = 40\Phi$

$\Phi 16 \quad L_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$

$\Phi 14 \quad L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

$\Phi 12 \quad L_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

$\Phi 10 \quad L_r = 40 \times 1.0 = 40\text{cm}$

**Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La limite conventionnelle de calcul du cisaillement dans le béton soumis à une combinaison sismique doit être égale ou inférieure à la valeur seuil suivante :

On doit vérifier :  $\tau_b = \frac{Tu}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :  $\begin{cases} \lambda g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \rightarrow \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPA} \\ \lambda g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \rightarrow \tau_{bu} = 1 \text{ MPA} \end{cases}$

**Tableau VI.5** : Vérification des contraintes tangentielles.

Poteau	He (m)	b (cm)	D (cm)	T(kn)	$\lambda g$	$\rho_b$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
<b>40x40</b>	3.06	40	37	17.01	5.4	0.075	0.0115	1.875	CV
<b>35x35</b>	2.90	35	32	18.02	5.86	0.075	0.0161	1.875	CV
<b>30x30</b>	2.90	30	27	16.72	6.83	0.075	0.0206	1.875	CV

**VI.1.4. Vérifications à l'ELS :**

**a) Vérification des contraintes à l'ELS**

L'évaluation d'une section en béton armé selon l'ELS implique de prouver que les contraintes maximales dans le béton et les aciers n'excèdent pas les contraintes admissibles.  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

Pour le calcul, deux cas peuvent se présenter :

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section entièrement comprimée.

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée

**a) Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcul l'air de la section homogène totale :  $s = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s (0.5h - d) - A_s (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^2}{12} + bh X_G^2 + [A'_s (0.5h - d - X_G)^2 - A_s (d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{s} - \frac{N_s (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

**Remarque :**

Si les contraintes sont négatives, nous recalculons en utilisant une section partiellement comprimée.

**b) Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$L_c$  : la distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : est à déterminer par l'équation suivante :  $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$L_c = \frac{h}{2} + C_s$$

$$\text{Avec : } p = -3L_c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (L_c - c) + \frac{90 A_s}{b} (d - L_c)$$

$$q = -2L_c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (L_c - c) + \frac{90 A_s}{b} (d - L_c)$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si  $\Delta \geq 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), u = t^{\frac{1}{3}}, y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si  $\Delta \leq 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos} \left( \frac{\varphi}{3} \right)$$

$$y_2^2 = \text{acos} \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right)$$

$$y_2^3 = \text{acos} \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

$$\text{Avec : } \cos \varphi = \frac{3q}{2q} \sqrt{\frac{3}{|p|}} \text{ et } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{s} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c)^2]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

**Les contraintes obtenues sont :**

$\sigma_{bs}$ : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{bi}$ : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.6** : Vérification des contraintes à l'ELS

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	OBS
RDC – E1	817.99	-5.399	2.91	6.36	15	348	CV
	113.56	9.234	1.058	0	15	348	CV
	468.01	-16.967	0.76	4.76	15	348	CV
E2 – E3	531.14	-10.735	1.42	4.72	15	348	CV
	53	9.272	1.23	0	15	348	CV
	270.03	-18.107	0	3.43	15	348	CV
E4 – E5	251.8	1.453	1.94	0.91	15	348	CV
	8.75	-0.454	0	0.1	15	348	CV
	87.88	0.349	0.66	0.33	15	348	CV

**Conclusion** : Les limites autorisées ne sont pas dépassées, que ce soit pour l'acier ou le béton.

**d) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2 ,1) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{MIN} = \frac{0.23.b.d.ft_{28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445.d}{e_s - 0.185.d} \right]$$

Avec :  $ft_{28} = 0.6 + 0.06f_{c25} = 2.1\text{Mpa}$  ;       $d = h - c$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} \text{ MPA}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.7 :** Vérifications Condition de non fragilité.

Niveaux	N (KN)	M (KN.m)	es (cm)	d (cm)	Amin (cm <sup>2</sup> )	AS (cm <sup>2</sup> )	OBS
<b>RDC – E1</b>	817.99	-5.399	-0.66	37	4.08	14.2	<b>CV</b>
	113.56	9.234	8.13	37	-11.59		<b>CV</b>
	468.01	-16.967	-3.625	37	3.43		<b>CV</b>
<b>E2- E3</b>	531.14	-10.735	-2.021	32	2.08	12.32	<b>CV</b>
	53	9.272	17.494	32	0.38		<b>CV</b>
	270.03	-18.107	-6.705	32	2.24		<b>CV</b>
<b>E4 – E5</b>	251.8	1.453	0.577	27	2.53	10.68	<b>CV</b>
	8.75	-0.454	-5.188	27	1.65		<b>CV</b>
	87.88	0.349	0.397	27	2.47		<b>CV</b>

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

Les poutres sont des composants horizontaux de soutien. Elles soutiennent les charges verticales des planchers et les transmettent aux colonnes. Les poutres possèdent des renforts longitudinaux et transversaux.

Le dimensionnement de l'armature s'effectuera en flexion simple, en prenant en compte les sollicitations les plus défavorables tout en considérant la fissuration comme peu nuisible. Par la suite, une vérification sera effectuée selon 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 ; BAEL 91
- G + Q + E ; RPA99/ Version 2003
- 0,8G ± E ; RPA99/Version 2003



**2) 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 :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ Si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 \text{ Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0.85 \text{ Si } t \leq 1h \end{cases}$$

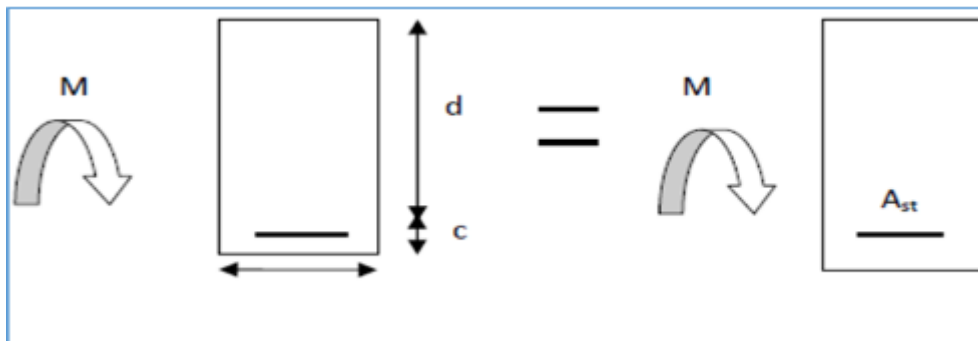
**1er cas**

Si  $\mu < \mu = 0.392$  → Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

d: Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.



**Figure VI.3 :** Schéma des sollicitations des poutres pour une SSA.

**- 2 eme cas**

$\mu > \mu_l = 0.392$  → 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 :

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times F_{bu}$$

$$\Delta M = M_u + M_e$$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_e$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

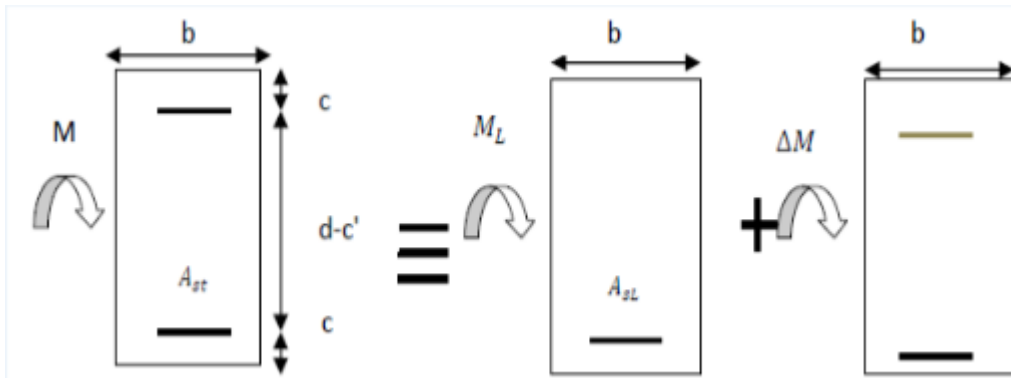


Figure VI.4 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SDA.

**Remarque**

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

	$F_{c28}$ [MPa]	$F_e$ [MPa]	$F_{bu}$ [MPa]	$\gamma_b$ [MPa]	$\gamma_s$ [MPa]	$\theta$	$\sigma_{st}$ [MPa]
<b>Situation accidentelle</b>	25	400	21.74	1.15	1	0.85	400
<b>Situation courante</b>	25	400	14.2	1.5	1.15	1	348

**Exemple de calcul**

**a) Poutres principales(30×40)**

-En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41.079 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.070 \leq \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.070 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.964$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41.079 \times 10^3}{0.964 \times 37 \times 348} = 3.309 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{59.646 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.102 \leq \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.102 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.946$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{59.646 \times 10^3}{0.946 \times 37 \times 348} = 4.897 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Tableau VI.9 :** Tableau de ferraillage des poutres principales.

Poutre principale	M max(KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	A s (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	41.079	0.070	SSA	0.102	3.309	3 HA 14+ 2HA 12	6.88
Aux appuis	59.646	0.102	SSA	0.946	4.897	3HA14+2HA12	6.88

**b) Poutre secondaires (30 × 35)**

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29.013 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.066 \leq \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.066 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.966$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{29.013 \times 10^3}{0.966 \times 32 \times 348} = 2.697 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51.059 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.117 \leq \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.117 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.937$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{51.059 \times 10^3}{0.937 \times 32 \times 348} = 4.893 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Tableau VI.10** : Tableau de ferraillage des poutres secondaires.

Poutre secondaire	M max(KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	A s (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	29.013	0.066	SSA	0.966	2.697	3HA14+2HA12	6.88
Aux appuis	51.059	0.117	SSA	0.937	4.893	3HA14+2HA12	6.88

**4) Vérification des armatures longitudinales :**

- Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

**1. Poutres principales :**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 21}{400} = 1.340 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Aux appuis**

$$A_{adoptée} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.340 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adoptée} = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min}(\text{RPA}) = 6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**En travée**

$$A_{adoptée} = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.340 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**1. Poutres secondaires :**

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 21}{400} = 1.159 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Aux appuis**

$$A_{adoptée} = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.159 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adoptée} = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min}(\text{RPA}) = 5.25 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**En travée**

$$A_{adoptée} = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.340 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

**1. Poutres principales**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec

$T_u^{max} = 75.21$  [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{75.21 \times 10^3}{300 \times 348} = 0.720 \text{ [MPa]}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ [MPa]} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min (3.33, 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0.720 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**2. Poutres secondaires PS**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec

$T_u^{max} = 59.08$  [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{59.08 \times 10^3}{300 \times 348} = 0.566 \text{ [MPa]}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ [MPa]} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min (3.33, 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0.566 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Influence de l'effort tranchant**

**a) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99)**

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab$$

- **Poutre principales** :  $75.21 \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 37 \times 30 \times 10^{-1} = 666 \text{ KN (cv)}$

- **Poutre secondaire** :  $59.08 \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 576 \text{ KN (cv)}$

**b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 /modifiée99)**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u = \frac{M_u}{0.9 \times d}$  on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à :

$$\left( T_{max} - \frac{M_{max}}{0.9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

D'où :  $A_s > \left( T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

- **Poutre principales** :  $\left( 75.21 - \frac{59.646}{0.9 \times 0.37} \right) = -103.907 < 0$

- **Poutre secondaires** :  $\left( 59.08 - \frac{51.059}{0.9 \times 0.32} \right) = -118.208 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1, 3/ BAEL 91 modifiées99)**

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

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{es} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :  $\psi_s$  Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{es} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum \mu_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

$\Sigma \mu_i = n\pi\phi$ , n: nombre de barres.

- **Poutres principales :**  $\Sigma \mu_i = (3 \times 3.14 \times 1.4 + 2 \times 3.14 \times 1.2) = 20.724$

$$\tau_u = \frac{75.21}{0.9 \times 37 \times 20.724} \times 10 = 0.108 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{es} = 3.15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Poutres secondaires :**

$\Sigma \mu_i = (3 \times 3.14 \times 1.4 + 2 \times 3.14 \times 1.2) = 20.724$

$$\tau_u = \frac{51.059}{0.9 \times 32 \times 20.724} \times 10 = 0.085 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{es} = 3.15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s}$$

Avec :  $\tau_s = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,84 \text{ MPa}$

- Pour 14 :  $L_s = 49.29 \text{ cm}$  soit :  $L_s = 50 \text{ cm}$

- Pour 12 :  $L_s = 42.25 \text{ cm}$  soit :  $L_s = 45 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 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 0.4Ls.

- Pour 14 :  $L_s = 20 \text{ cm}$

- Pour 12 :  $L_s = 18 \text{ cm}$

**Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

**Poutre principale :**

$$\emptyset_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l \right)$$

$$\emptyset_t \leq \min \left( \frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 1.4 \right) = ( 1.14 ; 3 ; 1.4 )$$

Soit :  $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$ .

**Poutre Secondaire :**

$$\emptyset_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l \right)$$

$$\emptyset_t \leq \min \left( \frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1.4 \right) = ( 1 ; 3 ; 1.4 )$$

Soit :  $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$ .

**La section d'armature transversale**

$$A_t = \frac{4\pi\emptyset_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier  $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}$

**Espacement des armatures transversales :**

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :

$$s_t = (0.9.d ; 40 \text{ cm})$$

- **Poutre principales** :  $S_t = (0.9 \times 37 ; 40\text{cm}) = (33.3 ; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Poutre secondaire** :  $S_t = (0.9 \times 32 ; 40\text{cm}) = (28.8 ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**D'après Art 7.5.2.2 du RPA 99 version 2003**

**Zone nodale** :  $S_t = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_t ; 30\text{cm}\right)$

- **Poutre principale** :

$$S_t = \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1.4 ; 30\text{cm}\right) = (10 ; 16.8 ; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ cm}$

**Poutre secondaire** :

$$S_t = \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.4 ; 30\text{cm}\right) = (8.75 ; 16.8 ; 30\text{cm}) = 8.75 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ cm}$

**Zone courante** :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- **Poutre principale** :

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 15\text{cm}$

- **Poutre secondaire :**

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :**

$$A_t \geq 0.3\% S_t b$$

- **Poutre principale :**  $A_t = 2.01 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

- **Poutre secondaire :**  $A_t = 2.01 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

Délimitation de la zone nodale :

Pour les poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L$  est le double de la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principale :  $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

- Poutre secondaire :  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

## VII.2.2 Vérification à L'ELS

### 1) Etat d'ouverture des fissures

En ce qui concerne les poutres, la fissuration est jugée peu préjudiciable. Par conséquent, cette vérification n'est pas nécessaire.

### 2) Etat limite de compression du béton

On identifie les contraintes maximales du béton et de l'acier pour les mettre en comparaison avec les contraintes admissibles:

- Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ [MPa]}$

- Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$

#### Vérification de la contrainte dans le béton

La contrainte de compression du béton ne doit pas excéder la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

**Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta_1 : \text{Est en fonction de } : \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

( $\beta_1, k_1$ ) Sont tirer du tableau à l'ELS.

**Tableau VI.11** : Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre principale)

PP	M max (KN.m)	A st (cm2)	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
En travée	29.708	6.88	0.606	0.885	28.48	133.81	4.70	15	Cv
Aux appuis	30.61	6.88	0.719	0.877	25.65	117.76	4.60	15	Cv

**Tableau VI.12** : Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre secondaire)

PS	M max (KN.m)	A st (cm2)	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
En travée	18.262	6.88	0.472	0.896	33.08	140.91	4.26	15	Cv
Aux appuis	24.49	6.88	0.831	0.870	23.46	109.82	4.68	15	Cv

Vérification de la flèche : [Art B.8.4.2 BAEL91 /99]

- Poutres principales (P.P) : L = 460 - 25 = 435 cm

$$f_{ETABS} \leq f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{500}$$

$$f_{ETABS} = 2 \text{ mm} < f_{adm} = 9.2 \text{ mm}$$

- Poutres secondaires (P.S , PSv) : L = 360 - 25 = 335 cm

$$f_{ETABS} \leq f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$f_{ETABS} = 2 \text{ mm} < f_{adm} = 6.7 \text{ cm}$$

f : Flèche maximale des poutres principales et secondaires est détruit a partir de du logiciel ETABS.

### VI.3. Ferrailage des voiles

Les voiles sont des composants cruciaux de contreventement qui soutiennent conjointement des charges verticales (comme les charges permanentes et les surcharges) et des forces horizontales engendrées par des tremblements de terre. Pour faire face à ces demandes, il faut envisager trois sortes d'armatures spécifiques :

- **Armatures verticales** : Elles sont conçues pour résister aux charges verticales et garantir la stabilité de la structure.

- **Armatures horizontales** : Ces armatures sont destinées à contrer les forces horizontales induites par les séismes, assurant ainsi la sécurité de la structure.

- **Armatures transversales** : Elles sont prévues pour renforcer la structure et l'aider à supporter les contraintes variées auxquelles elle est soumise.

L'analyse des voiles se fait en calculant la flexion composée dans les conditions les plus critiques. Pour cela, la méthode des contraintes est employée. Cette approche permet de déterminer de manière précise la capacité du voile à résister aux charges verticales et horizontales, assurant ainsi la fiabilité de la structure dans toutes les situations.

#### Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en compte sont données ci-dessous :

- Selon le **(RPA version 2003)** :  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

- Selon le **(BAEL 91 modifiée 99)** :  $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- **Zone I** : RDC et 1<sup>er</sup> étages

- **Zone II** : 2<sup>eme</sup> étages et 3<sup>eme</sup> étages

- **Zone III** : 4<sup>eme</sup> étage et 5<sup>eme</sup> étage

**Ferrailage des voiles :**

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande de largeur (d).

**VI.3.1 Exposé de la méthode de calcul :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N ; M)

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M+V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M+V}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , **B = L × e**.

**I** : moment d'inertie du voile considéré.

**V = V'** : bras de levier du voile :  $V = \frac{L}{2}$

**M** : Moment dans le voile

**N** : Effort normal dans le voile

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{he}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \quad (\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003})$$

Avec : **he** : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

**Lc** : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Avec : **Lt** : longueur de la zone tendue.

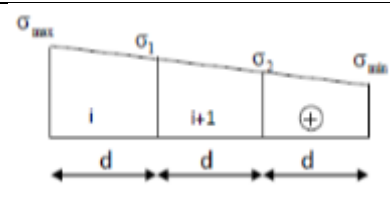
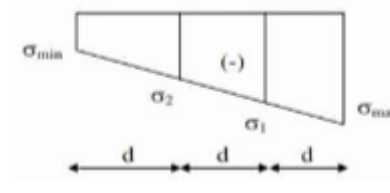
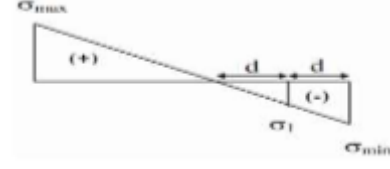
En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprime (SEC).
2. Section partiellement comprime (SPC).
3. Section entièrement tendue (SET).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes

Des contraintes obtenues, comme montrer dans le tableau suivant :

**Tableau VI.13** : Tableau des efforts normaux

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Avec :  $e$  : est épaisseur du voile

$d$  : Largeurs des sections à utiliser.

$\sigma_{max}$  : Contrainte maximale dans la section.

$\sigma_{min}$  : Contrainte minimale dans la section.

$\sigma_1, \sigma_2$  : Contraintes intermédiaires dans le diagramme

**1) Armatures verticales**

- Section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :  $B_i$  : section du voile

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 2 % = 348 Mpa

**Section partiellement comprimée (Art. A.11.3, BAEL91)**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec :  $\sigma_{s10}$  est Contrainte de l'acier à 10 % = 400 MPa

**Section entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

**Armatures minimales****Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91 modifiée 99)**

$A_{min} > 4cm^2/ml$  (Par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures)

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec : **B** : section du béton comprimée.

**Traction simple**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : **B** : est section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

**Exigences de R PA 99 révise 2003**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile **15 %**.
- En zone courantes **0.10 %**.

**3) Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\Phi$ .

- D'après le (BEAL 91 modifiée 99)  $\rightarrow A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA 2003 :  $A_H = 0.15\%B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

**4) Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)**

Les armatures transversales sont disposées de manière perpendiculaire par rapport aux faces des refends. Leur fonction principale est de maintenir en place les deux nappes d'armatures verticales. En général, ces armatures transversales prennent la forme d'épingles, et leur rôle essentiel est d'empêcher le flambement des barres d'acier verticales en cas de compression, conformément à l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Il est nécessaire de garantir la liaison entre les deux nappes d'armatures verticales en utilisant au moins quatre (4) épingles par mètre carré. Cette disposition permet de renforcer la capacité de la structure à résister aux charges verticales et contribue à sa stabilité globale.

**5) 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 :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \\ V = 1.4T \end{cases} \quad \text{(Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)}$$

**Vu** : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**6) Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

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.

**7) Espacement**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifier 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

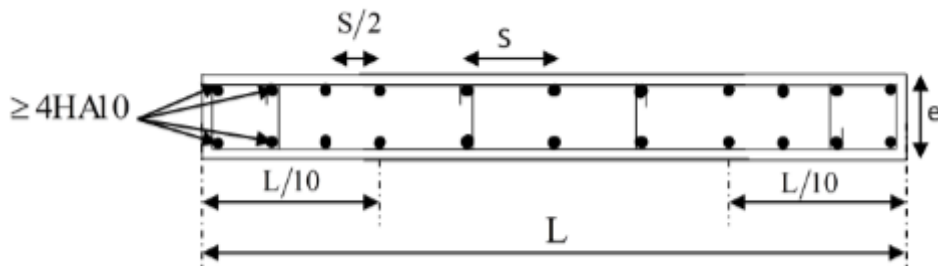
**8) Longueur de recouvrement (7.7.4.3)**

Elles doivent être égales à :

- **40φ** : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20φ** : pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**9) Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser (0.10) de l'épaisseur du voile



**Figure VI.7** : Disposition des armatures verticales dans les voiles

**VI.3.2 Vérification à L'ELS**

Pour cet état, il considère l'effort : **Ns = G + Q**

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_B$$

$$\bar{\sigma}_b \ 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPA}$$

Avec :  $N_{ser}$  est Effort normal appliqué.

**B** : Section du béton.

**A** : Section d'armatures adoptée.

**Vérification de la contrainte de cisaillement**

D'après le RPA 2003  $\rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{t28} \quad \text{et} \quad \tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec :

D'où :  $b_0$  Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 \times h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL :  $\rightarrow \tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) \text{ (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

Avec :  $\bar{\tau}_b$  est Contrainte limite de cisaillement

**Voiles longitudinaux VLX= 2.00 m**

**Tableau : Tableau VI.14 : Ferrailage du voile VLX**

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre [m]	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage [m]	3.06	2.90	2.90
	L' [m]	1.60	1.65	1.70
	e [m]	0.20	0.20	0.20
	B [m²]	0.320	0.330	0.340
	H [m]	3.06	2.90	2.90
	He[m]	2.71	2.55	2.55

Solicitation de calcul	T [m]		163.7	102.130	54.490
	Nser [KN]		1151.95	179.82	153.92
	Vu [KN]		229.180	142.982	76.286
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		5800	4601	5673
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		8272	5654	5421
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400	400	400
	Lc [m]		0.66	0.74	0.85
	Lt [m]		0.94	0.91	0.85
	$d \leq \min(he/2; 2Lc/3)$ [m]		0.44	0.49	0.56
	d1 = d adopté [m]		0.44	0.49	0.56
	d2 = Lt - d adopté [m]		0.50	0.42	0.29
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4405.327	2586.800	1939.107
	N1 [KN]		557.35	406.69	432.24
	N2 [KN]		220.66	107.67	56.10
armatures verticales	AV calculer (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	13.93	10.17	10.81
		Bande 2	5.52	2.69	1.40
	Avj (cm <sup>2</sup> )		6.03	3.93	2.10
	AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	15.51	11.15	11.33
		Bande 2	7.09	3.67	1.93
armatures minimales	Amin/bande (cm <sup>2</sup> )		4.6	5.2	5.9
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	8 HA 16	8 HA 14	8 HA 14
		Bande 2	8 HA 14	4 HA 12	4 HA 10
	ST $\leq \min(1,5e; 30cm)$		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	20
		Bande 2	18	20	30
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		6.03	4.95	5.10
	choix de la section/ml		8 HA 12	8 HA 10	8 HA 12
	Espacement st(cm)		15	16	17

Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8 /m2			
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	$\tau_b$	0.796	0.481	0.249
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	$\tau_u$	0.568	0.344	0.178
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc}$	3.23	2.10	0.43

Voiles longitudinaux VTY= 1.50 m

Tableau VI.17 : Ferraillage du voile VLY

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre [m]	0.30	0.35	0.35
	hauteur etage [m]	3.06	2.90	2.90
	L' [m]	1.10	1.15	1.20
	e [m]	0.20	0.20	0.20
	B [m <sup>2</sup> ]	0.220	0.230	0.240
	H [m]	3.06	2.90	2.90
	He[m]	2.71	2.55	2.55

<b>Sollicitation de calcul</b>	<b>T [m]</b>		135.170	100.240	62.140
	<b>Nser [KN]</b>		998.28	170.69	238.93
	<b>Vu [KN]</b>		189.238	140.336	86.996
	<b><math>\sigma_{max}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>		5007	1831	3762
	<b><math>\sigma_{min}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>		6677	2993	3417
	<b><math>\sigma_s</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>		400	400	400
	<b>Lc [m]</b>		0.47	0.44	0.63
	<b>Lt [m]</b>		0.63	0.71	0.57
	<b><math>d \leq \min(he/2; 2Lc/3)</math> [m]</b>		0.31	0.29	0.42
	<b>d1 = d adopté [m]</b>		0.31	0.29	0.42
	<b>d2 = Lt - d adopté [m]</b>		0.31	0.42	0.15
	<b><math>\sigma_1</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>		3338.617	1772.590	908.197
	<b>N1 [KN]</b>		314.75	138.66	181.32
	<b>N2 [KN]</b>		104.94	74.91	13.79
armatures verticales	AV calculer (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	7.87	3.47	4.53
		Bande 2	2.62	1.87	0.34
	Avj (cm <sup>2</sup> )		5.20	3.86	2.39
	AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	9.17	4.43	5.13
		Bande 2	3.92	2.84	0.94
armatures minimales	Amin/bande (cm <sup>2</sup> )		3.3	3.1	4.4
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	8 HA 14	4 HA 14	4 HA 14
		Bande 2	4 HA 14	4 HA 10	2 HA 10
	ST $\leq \min(1,5e; 30\text{cm})$		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	20
		Bande 2	18	20	30
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		6.03	4.62	3.06
	choix de la section/ml		8 HA 12	8 HA 10	6 HA 12
	Espacement st(cm)		15	16	17

Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8 /m2			
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	$\tau_b$	0.956	0.678	0.403
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	$\tau_u$	0.683	0.484	0.288
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc}$	3.90	0.70	0.93

# **Chapitre VII :**

## **Etude de l'infrastructure**

## VII-Etude de l'infrastructure

### VII .1.Introduction

L'infrastructure désigne la portion inférieure d'une construction qui repose sur un sol porteur, recevant toutes les charges provenant de la superstructure. Ces charges peuvent être transmises directement (comme dans le cas des fondations isolées, continues ou encore des radier) ou par l'intermédiaire d'autres éléments (comme dans le cas des fondations sur pieux).

#### VII-1-Différents types de fondations

##### a- Fondations superficielles

Ces fondations sont utilisées sur des sols ayant une capacité portante élevée. Elles assurent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre fréquemment sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles filantes.
- Les radiers.

##### b- Fondations semi-profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité ou dans les cas où le bon sol se trouve à une profondeur ou le rapport  $4\text{m} < \frac{D}{B} < 10\text{m}$ , comme :

- Les puits

##### c- Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une très faible capacité ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur ou le rapport  $\frac{D}{B} \leq 10\text{m}$ , comme:

- Les pieux

Avec :

- **D** : la hauteur d'ancrage.
- **B** : la largeur de la base de la fondation

#### VII-2- Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation est principalement basé sur une analyse approfondie du sol, qui nous fournit des informations sur sa capacité de support.

Les résultats de cette étude ont permis de conclure ce qui suit :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2$  bars à 2m de profondeur.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VII-3- Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est déterminé par plusieurs facteurs, notamment la stabilité de l'ouvrage, la facilité de l'exécution, l'économie, la capacité portante du sol, l'importance de la superstructure et le tassement du sol.

- **Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :**  
-Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques):

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- ELU :  $1.35G + 1.5Q$

### VII.4. Dimensionnement

#### 4-1- Semelles isolées

##### a- Le pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

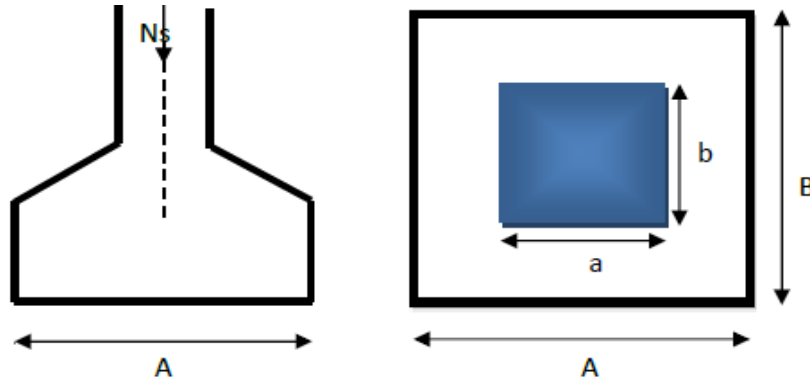
$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S}$$

Avec :

- $N_s^{max}$  : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS
- $S$  : Surface de la semelle ( $S=A \times B$ )
- $\bar{\sigma}_{sol}$  : contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k \rightarrow \frac{50}{50} = 1 \quad \text{Avec: } a = b \text{ (poteau carré)}$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$



Figures VII.1 : dimensionnement d'une semelle isolée.

Avec :

$$N_s^{max} = 817.99 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPa} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{817.99}{200}} = 2.02 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2 \text{ m}$$

- Risque de chevauchement des semelles distance entre axes 2 m.

-On la section des semelles sous poteau totale est :

$$S = n \times B^2 = 18 \times (2)^2 \Rightarrow S = 72 \text{ m}^2$$

Avec :

- n : nombre des poteaux.
- La section totale du bâtiment est :

$$S_{bat} = 22.00 \times 8.30 + 7.2 \times 9.6 \Rightarrow S_{bat} = 251.72 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S = 72 < 50\% S_{bat} = 125.86 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

Les dimensions des semelles isolées entraînent un chevauchement significatif, ce qui justifie le choix des semelles filantes.

**4-2- Semelles filantes**

**a- Le pré dimensionnement :**

• **Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec :  $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{LB} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

- **B** : Largeur de la semelle
- **L** : Longueur de la semelle sous voile
- **G** : Charge permanent à la base du voile considéré
- **Q** : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré
- $\bar{\sigma}_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.

• **Sens longitudinale :**

**Tableau VII.1 :** Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	Nombre « n »	S=BxL (m <sup>2</sup> )
<b>VLX</b>	643.22	1.60	3.60	2	11.52
					<b>Σ S =11.52 m<sup>2</sup></b>

• **Sens transversale**

**Tableau VII.2 :** Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	Nombre « n »	S=BxL (m <sup>2</sup> )
VLY	630.08	1.10	4.54	4	19.98
					<b>Σ S = 19.98 m<sup>2</sup></b>

-La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 11.52 + 19.98 \Rightarrow S_v = 31.5 \text{ m}^2$$

• **Semelles filantes sous poteaux**

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).  
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3 :** Surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	Ns (KN)	Ms (KN.m)	ei (m)	N × ei
C9	817.99	-5.399	4.15	3394.66
C8	590.72	5.646	0	0
C7	543.65	2.586	-4.15	-2256.15
	<b>Σ= 1952.36</b>	<b>Σ= 2.833</b>		<b>Σ= 1138.51</b>

• **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{1138.51 + 2.833}{1952.36} \right| \Rightarrow e = 0.58 \text{ m}$$

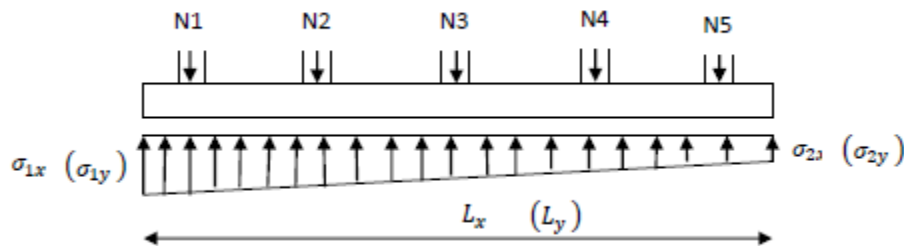
avec

$$R = \sum N_s$$

• Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

$$e = 0.58 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{22.00}{6} = 3.67 \text{ m}$$

-Répartition trapézoïdale :



Figures VII.2 : Schéma statique des semelles sous poteaux (charges centrées).

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{1952.36}{22.00} \left(1 - \frac{6 \times 0.58}{22.00}\right) = q_{min} = 74.71 \text{ KN/ml}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{1952.36}{22.00} \left(1 + \frac{6 \times 0.58}{22.00}\right) = q_{max} = 102.78 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{1952.36}{22.00} \left(1 + \frac{3 \times 0.58}{22.00}\right) = q_{(L/4)} = 95.76 \text{ KN/ml}$$

• Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{95.76}{200} = 0.48 \text{ m}$$

Donc on opte pour **B = 1.2 m**.

On aura la surface totale

$$S_p = B \times L \times n = 1 \times (22.00 \times 3 + 8.30 \times 2) \Rightarrow S_p = 82.6 \text{ m}^2$$

Avec :

- n : Nombre de portique dans le sens considéré

-La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_v + S_p = 31.5 + 82.6 \Rightarrow S_t = 114.1 \text{ m}^2$$

-La surface totale de la structure :

$$S_{bat} = 251.72 \text{ m}^2$$

-Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$S_t = 114.1 < 50\% S_{bat} = 125.82 \text{ m}^2$$

### Conclusion

On remarque que la surface de la semelle est inférieure à 50% de la surface totale de notre bâtisse. Donc nous allons opter pour des semelles filantes.

### Calcul des semelles filantes :

#### a) Semele sous Poteau:

$$\text{Hauteur de la semelle : } h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5$$

Avec:

**B:** largeur de la semelle

**b:** coté du Poteau

$$h_s \geq \frac{100-40}{4} + 5 = 20 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur de **h<sub>s</sub> = 25cm**

Soit les dimensions suivantes :

$$L = 360 \text{ cm} ; B = 120 \text{ cm} ; h_s = 25 \text{ cm}$$

#### ▪ Calcul de la poutre de rigidité :

##### ➤ Hauteur de la poutre de rigidité :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \quad \Rightarrow \quad \frac{360}{9} \leq h_p \leq \frac{360}{6} \quad 40 \leq h_p \leq 60$$

Soit : **h<sub>p</sub> = 80 cm**

##### ➤ Largeur de la poutre de rigidité :

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \quad \Rightarrow \quad \frac{1}{3} 80 \leq b_p \leq \frac{2}{3} 80 \quad \Rightarrow \quad 26.67 \leq b_p \leq 53.33 \text{ cm}$$

Soit: **b<sub>p</sub> = 45 cm**

## ➤ Calcul du ferrailage:

Poteaux	$N_u$ (KN)	$M_u$ (KN.m)	$e_i$ (m)	$N_i \times e_i$ (KN.m)
<b>C9</b>	1132.04	-7.459	4.15	4697.97
<b>C8</b>	812.71	7.82	0	0
<b>C7</b>	751.74	3.578	-4.15	3119.72
<b>Somme</b>	<b><math>\Sigma= 2696.49</math></b>	<b><math>\Sigma= 3.94</math></b>		<b><math>\Sigma= 1578.25</math></b>

Tableau VIII.3 : Résultats des charges sous poteaux à l'ELU

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i = 2696.49 \text{ KN}$$

- Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{1578.25 + 3.94}{2696.49} = 0.587 \text{ m}$$

- Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire:

$$\frac{L}{6} = \frac{22.00}{6} = 3.37 \text{ m} > e = 0.587 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2696.49}{22.00} \left(1 - \frac{6 \times 0.587}{22.00}\right) = q_{min} = 102.95 \text{ KN/ml}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2696.49}{22.00} \left(1 + \frac{6 \times 0.587}{22.00}\right) = q_{min} = 142.19 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2696.49}{22.00} \left(1 + \frac{3 \times 0.587}{22.00}\right) = q_{min} = 132.38 \text{ KN/ml}$$

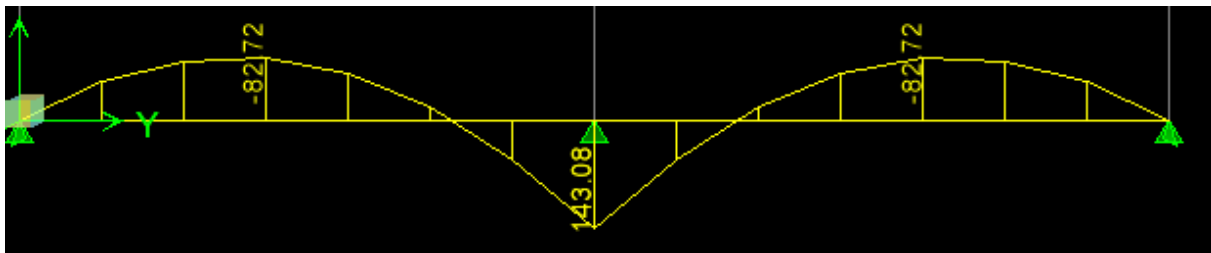


Figure VIII.3 : Diagramme des moments dans la poutre de rigidité à l'ELU

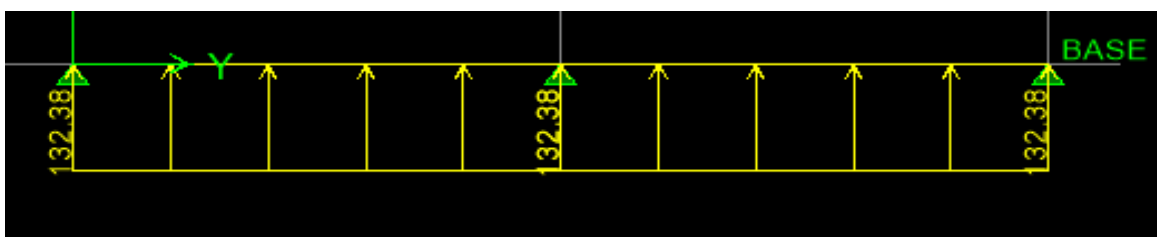


Figure VIII.4 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELU

Les armatures longitudinales:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \quad A_{min} = \frac{0.23bd}{f_e} f_{t28}$$

Avec  $b = 45 \text{ cm}$        $c = c' = 5 \text{ cm}$        $h = 80 \text{ cm}$        $d = h - c = 75 \text{ cm}$

Localisation	Moments (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Appuis	143.08	0.074	0.962	7.77	3.00	4 HA 16	8.04
Travées	82.72	0.042	0.979	4.41	3.00	4 HA 16	8.04

### Ferrailage de la poutre de rigidité

- Calcul des armatures transversales:

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \emptyset \text{ min}; \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \emptyset \leq \min \left\{ \frac{600}{35} ; \emptyset \text{ min}; \frac{450}{10} \right\} \Rightarrow \emptyset \leq \min \{ 17.14 ; 12 ; 45 \}$$

$$\Rightarrow \emptyset \leq 12 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est le suivant: HA8

Soit : 5HA12= 5.65 cm<sup>2</sup>

▪ **Determination des espacements:**

- **Zone nodale:**

$$S_t \leq \left\{ \frac{H}{4} ; 12\phi_{min} \right\} \Rightarrow S_t \leq \left\{ \frac{60}{4} ; 12 \times 1.2 \right\} \Rightarrow S_t \leq \{15 ; 14.4\}$$

$$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante:**

$$S_t \leq \frac{H}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{60}{2} \Rightarrow S_t \leq 30 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

-**Vérification des conditions du RPA99 version 2003 sur la section d'armatures transversales :**

Selon le RPA99 dans l'article, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition

$$A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

- **Zone nodale :**

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Zone courante :**

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

☐ **Verification à l'ELU:**

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{0.23bd}{f_e} f_{t28} = \frac{0.23 \times 45 \times 55}{400} \times 2.1 = 2.99 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis:**  $A_a = 8.04 \text{ cm}^2 > 2.99 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

➤ **En travées :**  $A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > 2.99 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

- **vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} ; \tau_u = 2.5 \text{ MPA}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{132.38 \times 3.6}{2} = 238.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPA} < \tau_u = 2.5 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Verification à l'ELS:**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d}$$

**La contrainte de l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A.\beta.d}$$

On a  $q_s = 95.76 \text{ KN/ml}$

A l'aide de logiciel ETABS on détermine les moments dus à  $q_s$  :

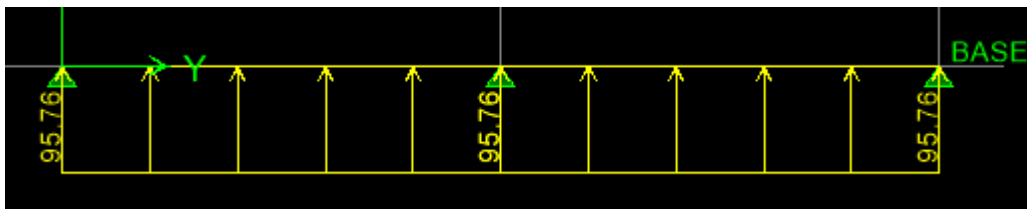


Figure VIII.5 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELS

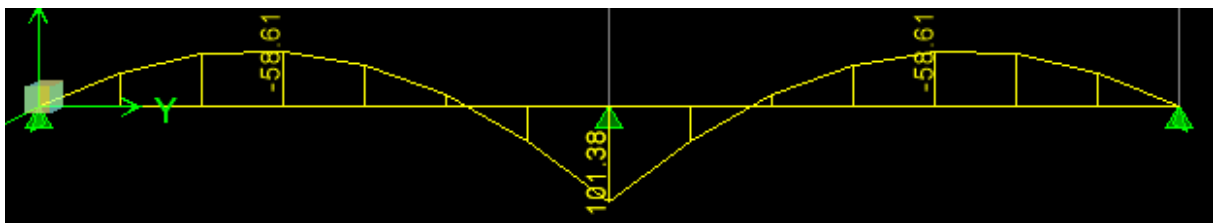


Figure VIII.6 : Diagramme des moments de la poutre de rigidité sous poteaux à l'ELS

➤ **Aux appuis :**  $M_a = 101.38 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 8.04}{45 \times 55} = 0.32$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A.\beta.d} = \frac{101.38 \times 10^6}{8.04 \times 10^2 \times 0.911 \times 550} = 251.66 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{251.66}{41.18} = 6.11 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

➤ **En travées :**  $M_t = 58.61 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 6.16}{45 \times 55} = 0.24$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A.\beta.d} = \frac{58.61 \times 10^6}{6.16 \times 10^2 \times 0.921 \times 550} = 187.83 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{187.83}{48.29} = 3.89 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

▪ **vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$$

➤ **Aux appuis:**

$$\sigma_s = 251.66 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$$

➤ **En travées:**

$$\sigma_s = 187.83 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$$

➤ **Ferrailage de la semelle sous poteaux :**

le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles.

$$A_s = \frac{N_u (B-b)}{8d_b \sigma_{st}} = \frac{1132.04(100-45)}{8 \times 20 \times 34.8} = 11.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend une section de 6 HA 16 = 12.06 **cm<sup>2</sup>/ml**

Avec un espacement **S<sub>t</sub> = 15cm**

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 2.80 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

b) **Semelle sous voile:**➤ **Dimensionnement de la semelle sous voile :****La hauteur de la semelle :**

$$h_s \geq \left( \frac{B-b}{4} \right) + 5$$

$$h_s \geq \left( \frac{100-20}{4} \right) + 5 = 25 \text{ cm}$$

On prend  $h_s = 30\text{cm}$

Donc :  $B = 120\text{cm}$  ;  $h_s = 30\text{cm}$  ;  $L = 360 \text{ cm}$

➤ **Verification:**

On doit vérifier que  $\sigma_{sol} \leq \sigma_{sol}$

$$\text{Avec } \sigma_{sol} = \frac{N_s + G_s}{B.L}$$

$$G_s = 25 \times 0.3 \times 1 \times 3.6 = 27 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{sol} = \frac{643.22+27}{1 \times 3.6} = 186.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 186.17 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage de la semelle:**

$$M_u = N_u \frac{(B-b)^2}{8 \times B} \quad \text{avec: } N_u = 643.22 \text{ KN}$$

$$M_u = 643.22 \times \frac{(1-0.2)^2}{8 \times 0.7} = 73.51 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{0.9 d \sigma_{st}} = \frac{73.51 \times 10^2}{0.9 \times 95 \times 34.8} = 2.47 \text{ cm}^2$$

Soit:  $7\text{HA}14 = 10.78\text{cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 15\text{cm}$

➤ **Armature de répartition:**

$$A = \frac{A_s}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Soit à prendre : 4HA12= 4.52cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25cm<sup>2</sup>

### VIII.7. Ferrailage des longrines:

#### a) Le role des longrines:

Les longrines servent de chaînage pour semelles dans les deux sens, elles rigidifient l'infrastructure et empêchent les semelles de se déplacer les unes par rapport aux autres. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous d'une force égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N: la valeur maximale des charges de gravité apportées par les points d'appuis solidarités

$\alpha$ : Coefficient de zone sismique et de la catégorie du site considéré :

{ Site S<sub>3</sub>  
Zone II

#### b) Dimensionnement des longrines:

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines d'après le RPA99 (Art 10.1.1) sont:

(25cm 30cm): site de catégorie S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>

(30cm 30cm): site de catégorie S<sub>4</sub>

On adopte pour notre cas une section de **(25cm 30cm)**

#### c) Armatures longitudinales:

$$N_u = 817.99 \text{ KN}$$

$$\alpha = 12 \text{ (zone IIa; site3)}$$

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{817.99}{12} = 68.17 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{68.17}{34.8} = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par RPA est de 0.6% de la section totale

$$A_{\min} = 0.6\% bh$$

$$A_{\min} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

At  $A_{\min}$  Condition vérifiée

**d) Les armatures transversales:**

$$\varnothing_t \leq \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{lmin} \right\} \rightarrow \varnothing_t \leq \left\{ \frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 12 \right\} \rightarrow \varnothing_t \leq \{8.5; 25; 12\}$$

$$\varnothing_t \leq 8.5 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté a un cadre de HA8

**e) Espacement des cadres:**

Selon le RPA99 version 2003, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min ( 20 ; 15 \varnothing_l ) \rightarrow S_t \leq 20 ; 15 \times 1.5 ) \rightarrow S_t \leq \min ( 20 ; 21 ) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

**Conclusion:**

**a. Semelles filantes sous poteaux:**

- **La semelle:**

- ❖ **Dimensionnement:**

La hauteur = 45cm

La largeur = 120cm

- ❖ **Ferrailage:**

Armatures longitudinales : 6 HA 14 = 9.24 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 15cm

Armatures de répartition : HA8= 3.39cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20cm

- **Poutre de rigidité:**

- ❖ **Dimensionnement:**

- La hauteur = 80cm

- La largeur = 45cm

- ❖ **Ferrailage :**

- Aux appuis : 4HA16= 8.04 cm<sup>2</sup>

- En travées :  $4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2$

Avec:

- Un espacement de 10cm en zone nodale
- Un espacement de 20cm en zone courante

#### **b. Semelles filantes sous voiles:**

##### **❖ Dimensionnement:**

La hauteur = 30cm

La largeur = 120cm

##### **❖ Ferrailage:**

- ✓ Armatures longitudinales:  $7HA14 = 10.78 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 15cm
- ✓ Armatures de répartition:  $5HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 20cm

#### **c. Ferrailage des longrines:**

- Armatures longitudinal:  $3HA14 = 4.52 \text{ cm}^2$
- Armatures de répartition : cadre de HA8

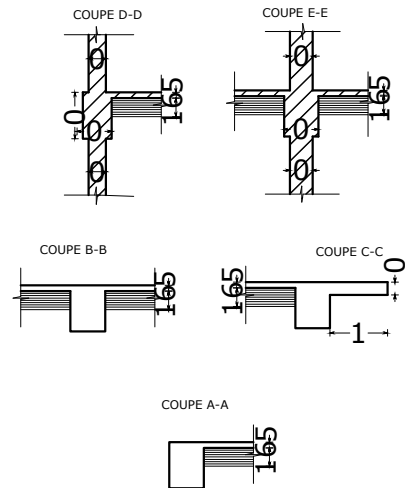
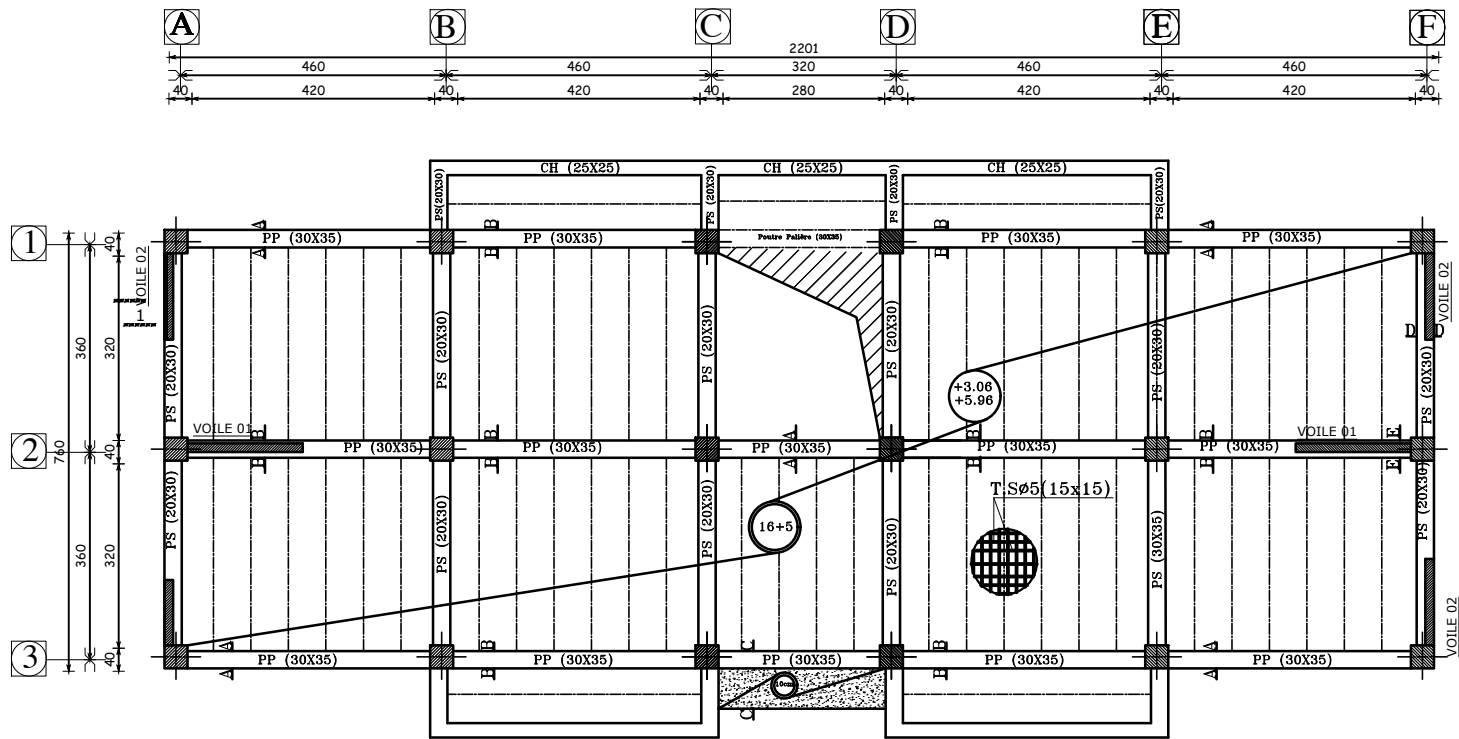
# **Conclusion générale**

Cette thèse a proposé une étude détaillée du calcul structurel d'un édifice, englobant les diverses phases essentielles du processus de conception et d'analyse. Nous avons débuté par une présentation globale des composantes de l'ouvrage et un examen approfondi des exigences normatives ainsi que des principes fondamentaux du calcul structurel, avant de nous diriger vers une évaluation pratique des charges et contraintes appliquées au bâtiment en question.

L'élaboration de ce projet nous a permis de faire appel à des méthodes manuelles approchées, citons parmi elles ; la méthode statique équivalente, et la méthode forfaitaire. Notre but consiste à maîtriser le sens de calcul des ouvrages en béton armé, ainsi que la philosophie du B.A.E.L et le règlement de R.P.A.99/2003, qui visent à assurer un niveau de protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des charges verticales et des effets des actions sismiques, par une conception et un dimensionnement approprié.

Les résultats obtenus ont confirmé que le bâtiment est conforme aux exigences de sécurité et de performance définies au début du projet. Les analyses ont révélé que les choix de conception effectués étaient appropriés pour les conditions spécifiques du site et les exigences fonctionnelles du bâtiment. Toutefois, certaines améliorations peuvent être envisagées pour optimiser encore davantage les coûts et la performance, notamment en explorant des matériaux alternatifs ou en ajustant certains paramètres de conception.

En guise de perspective, nous proposons pour des études futures de mettre l'accent sur la durabilité et l'efficacité énergétique des bâtiments incite à examiner de nouvelles approches pour réduire l'empreinte carbone et améliorer la performance énergétique des structures. Les études futures pourraient inclure des évaluations approfondies de l'impact environnemental des différentes options de conception et de construction, ainsi que l'intégration de solutions énergétiques renouvelables. Il serait également émouvant d'émerger les nouvelles méthodes de construction, telles que la préfabrication ou la construction additive (impression 3D), ouvre des perspectives intéressantes pour la conception et le calcul des bâtiments. L'étude de ces techniques pourrait permettre de réduire les délais de construction, améliorer la précision des éléments fabriqués et explorer de nouvelles possibilités architecturales.



PLAN COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +3.06

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**

ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE  
MULTIPLE EN R+5

**PLANS:**

-COFFRAGE PLACHERS:

DOSSIER: G.C

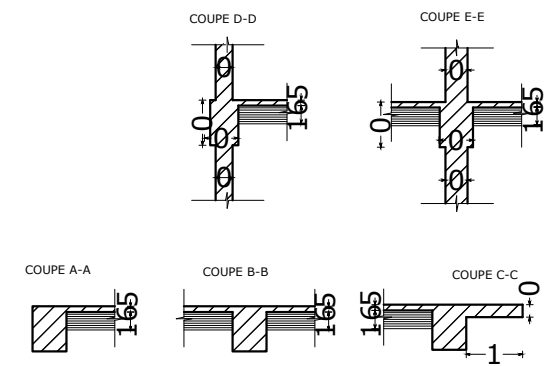
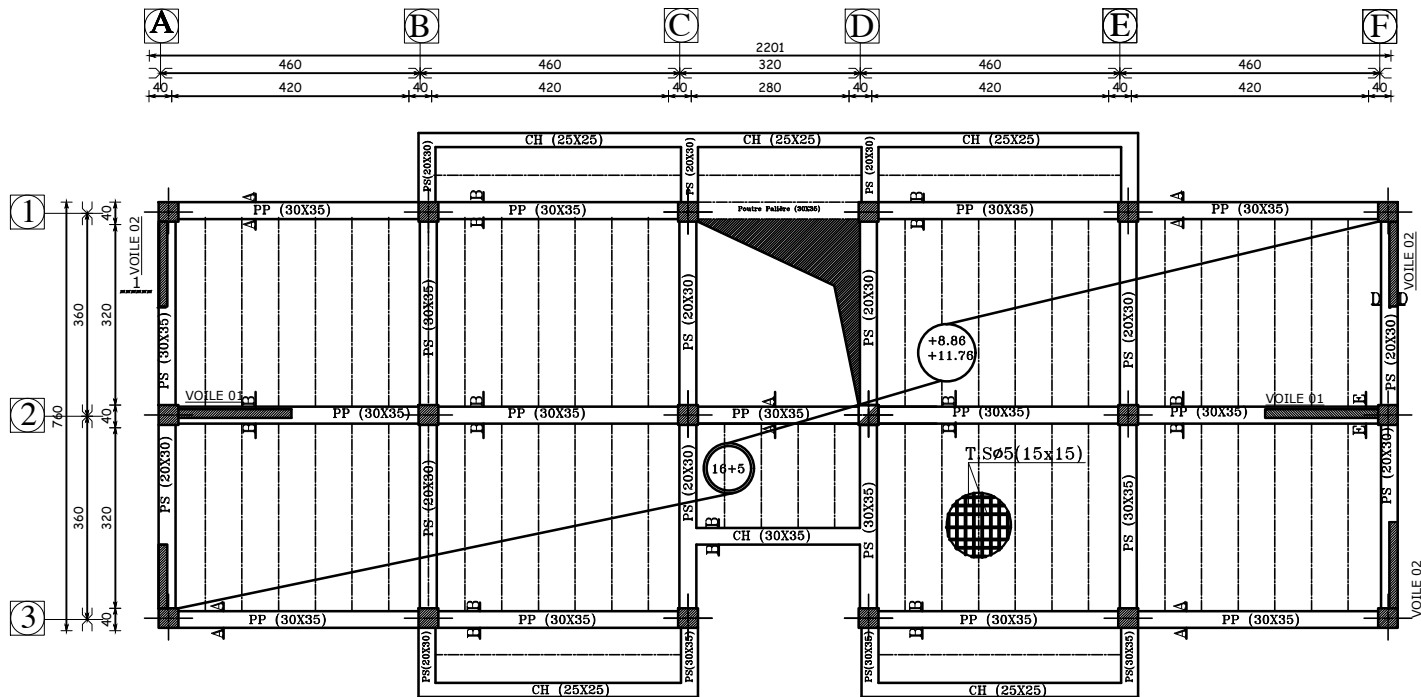
ETUDIER PAR:

Ait messaoud Tahar

ECHELLE:

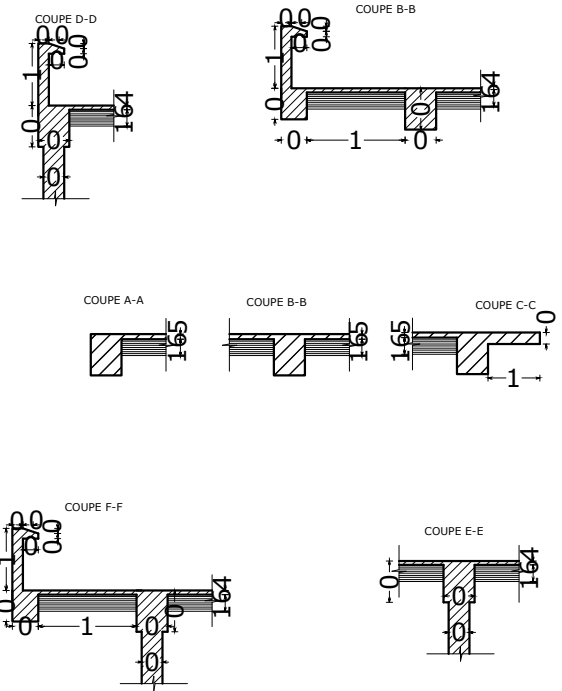
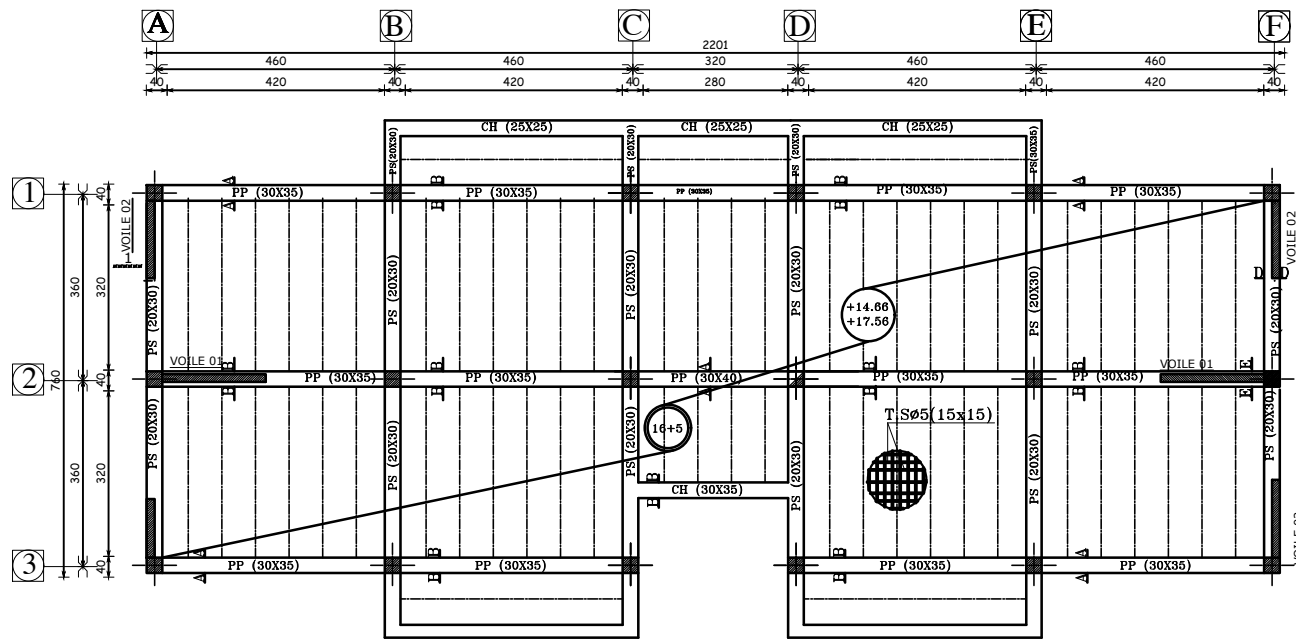
1/50 1/25

Encadre par : Mr Mansouri



PLAN COFFRAGE PLANCHER NIVEAU 5.96;8.86;11.76;14.66

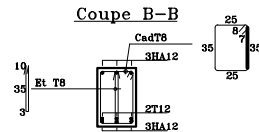
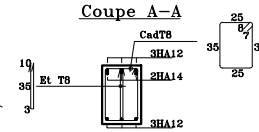
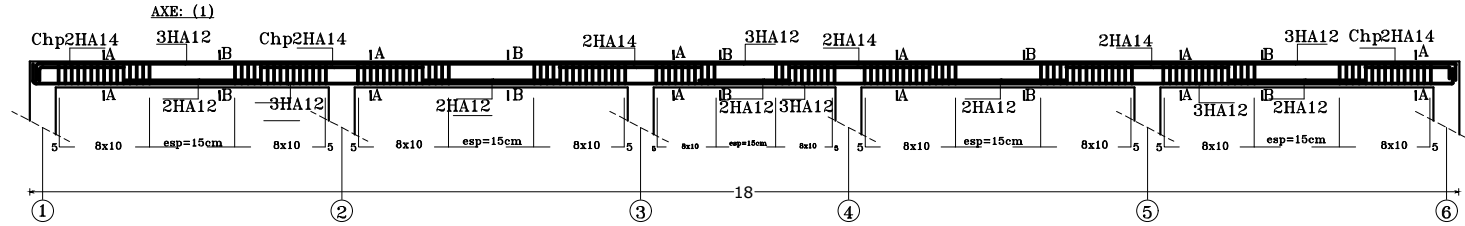
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
<b>PROJET:</b> ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAG MULTIPLE EN R+5	<b>PLANS:</b> -COFFRAGE PLACHERS:
<b>DOSSIER:</b> G.C	ETUDIER PAR : Ait messaoud Tahar
<b>ECHELLE:</b> 1/50    1/25	Encadre par : Mr Mansouri



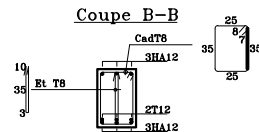
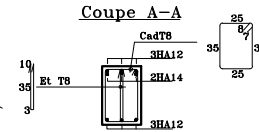
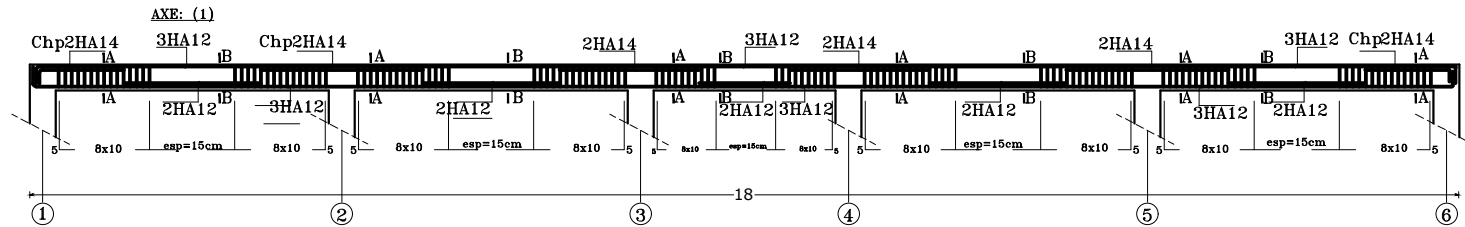
PLAN COFFRAGE PLANCHER NIVEAU 17.56

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
<b>PROJET:</b> ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USA6 MULTIPLE EN R-5	<b>PLANS:</b> -COFFRAGE PLANCHERS:
<b>DOSSIER:</b> G.C	ETUDIER PAR : Ait messaoud Tahar
<b>ECHELLE:</b> 1/50 1/25	Encadre par : Mr Mansouri

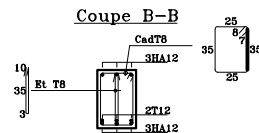
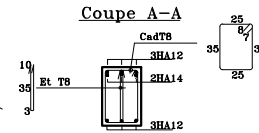
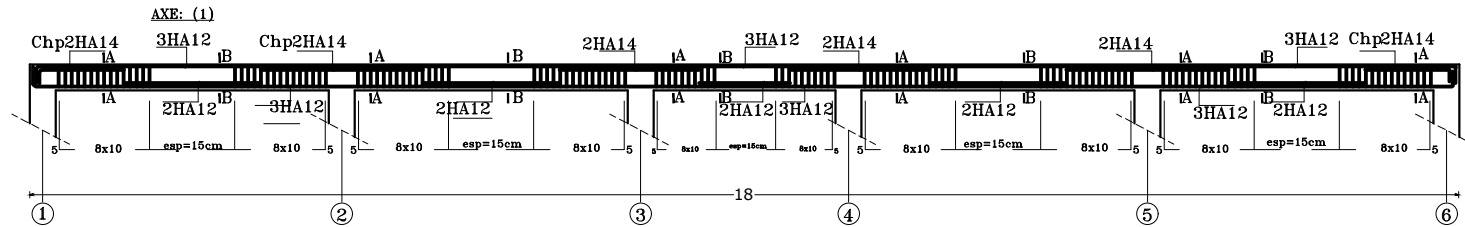
**COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ZONE I**



**COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ZONE II**

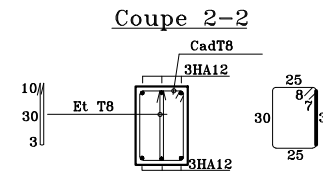
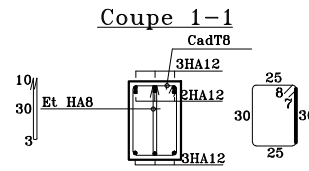
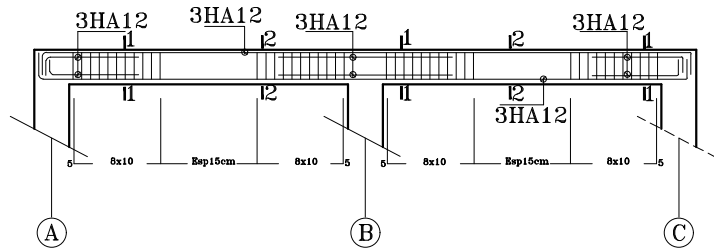


**COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ZONE III**

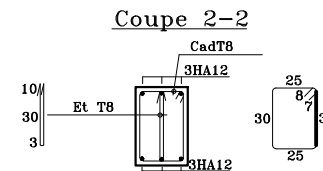
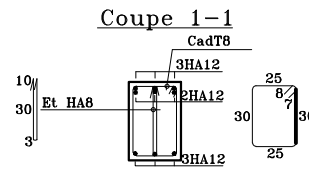
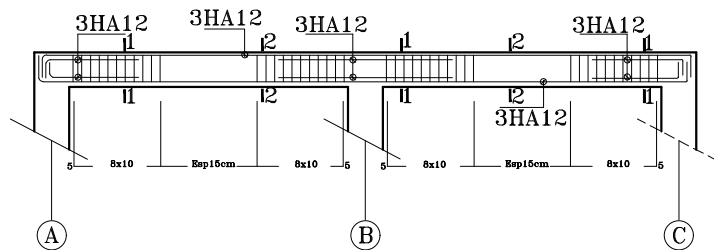


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
<b>PROJET:</b> ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAG MULTIPLE EN R+5	<b>PLANS:</b> - PLAN DE FERRAILLAGE - FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES
<b>DOSSIER: s.c</b>	ETUDIERS PAR A11: MOUSSAOU Taha
<b>SEMESTRE:</b> 1/80 1/80	Encadré par: Mr. MOUSSAOU

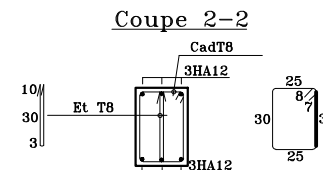
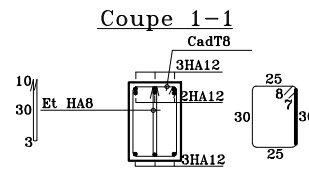
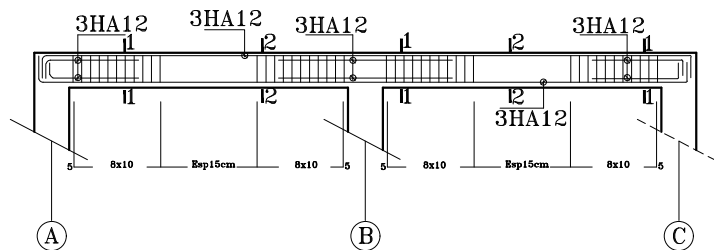
### COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES ZONE I



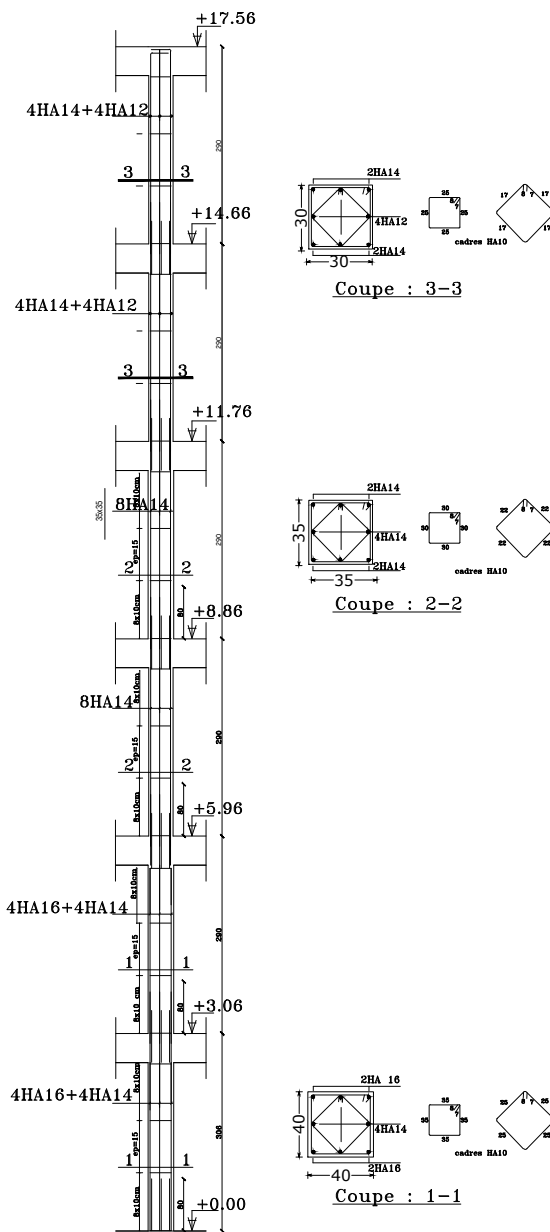
### COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE ZONE II



### COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
<b>PROJET:</b> ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+5	<b>PLANS:</b> -PLANS DE FERRILLAGES: -FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE
<b>DOSSIER:</b> G.C	ETUDIÉ PAR : Ait messoud Tahar
<b>ECHELLE:</b> 1/50 1/25	Encadré par : Mr Mansouri

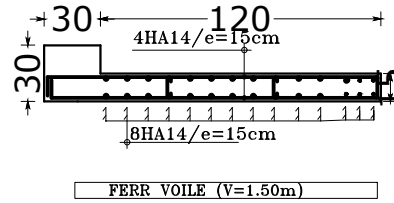
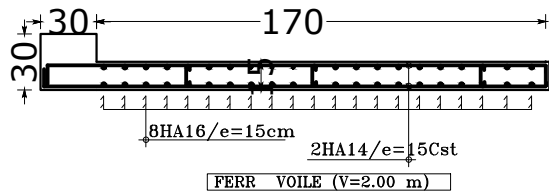


NB: Pour les poteaux, les cadres en U doivent être disposés avec alternance dans l'orientation

## FERRAILLAGE DES POTEAUX

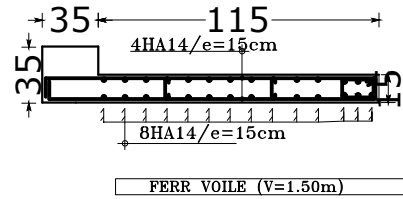
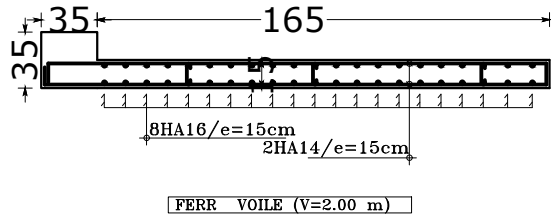
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
<b>PROJET:</b>	<b>PLANS:</b>
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAG MULTIPLE EN 2/5	- PLANS DE FERRAILLAGE - FERRAILLAGE POTEAUX
<b>DOSSIER:</b> G.C	ETUDE PAR:
<b>DESSIN:</b>	AH MEDJOUF Tahar
1/50	1/50
Esquisse par: Mr. Mansouri	

ZONE 03

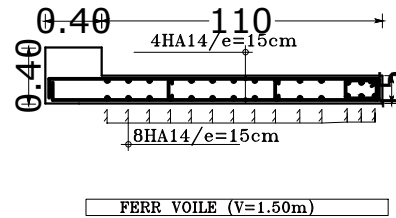
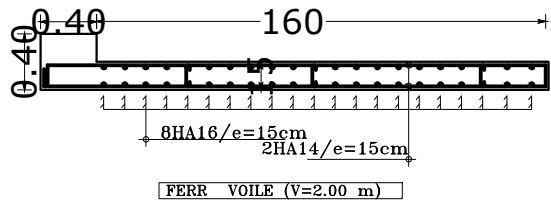


ZONE 02

ZONE 02



ZONE 03



# FERRAILLAGE DES VOILES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET:

ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAG  
MULTIPLE EN R+5

PLANS:

-PLANS DE FERRAILLAGES:  
-FERRAILLAGE DES VOILES

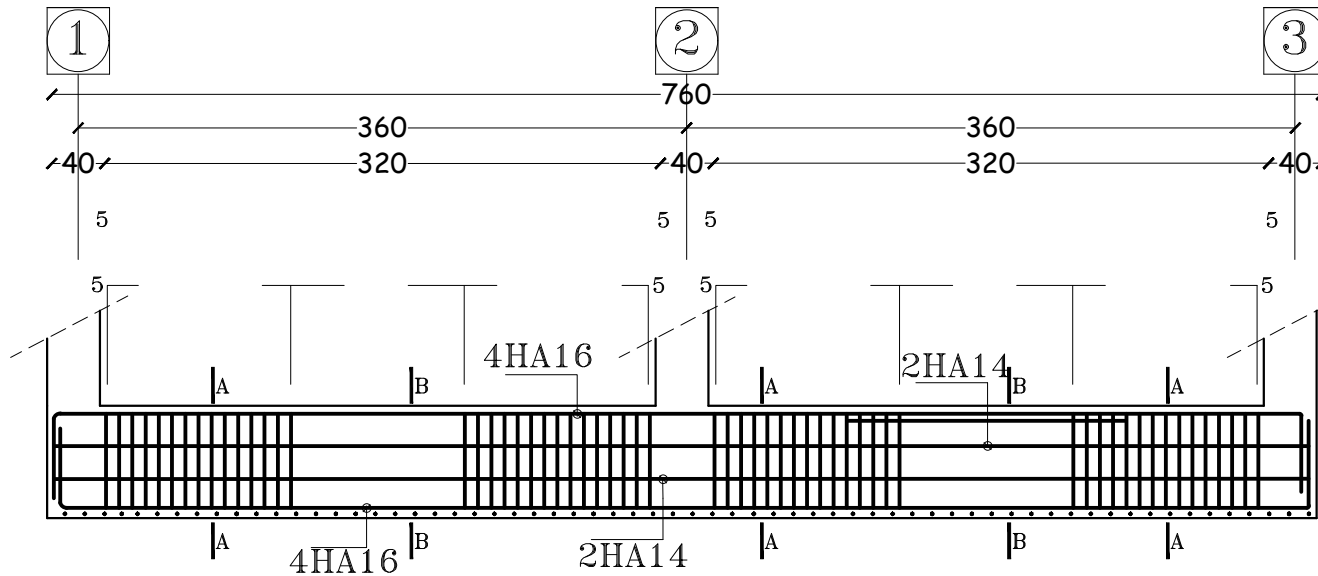
DOSSIER: G.C

ETUDIER PAR:  
Ait messoud Tahar

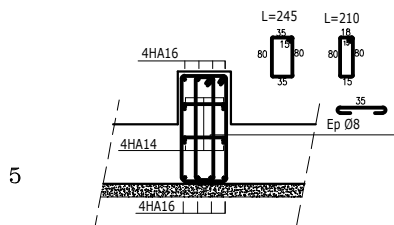
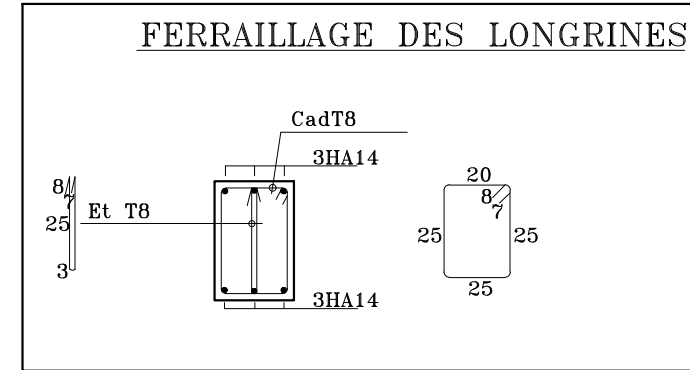
ECHELLE:

1/50 1/25

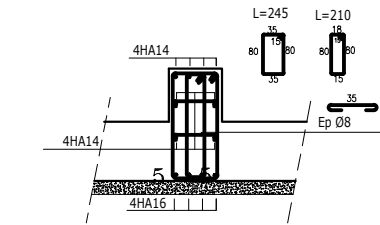
Encadre par : Mr Mansouri



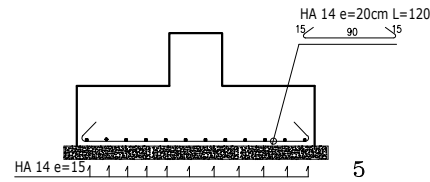
COFFRAGE FERRAILLAGE SEMELES AXE (1)(2).(3).



Coupe A-A



Coupe B-B



FERRAILLAGE SEMELES FILANTES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**

ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAG  
MULTIPLE EN R+5

**DOSSIER:** G.C

**ECHELLE:**

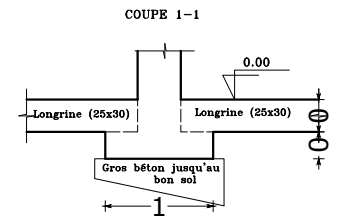
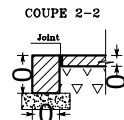
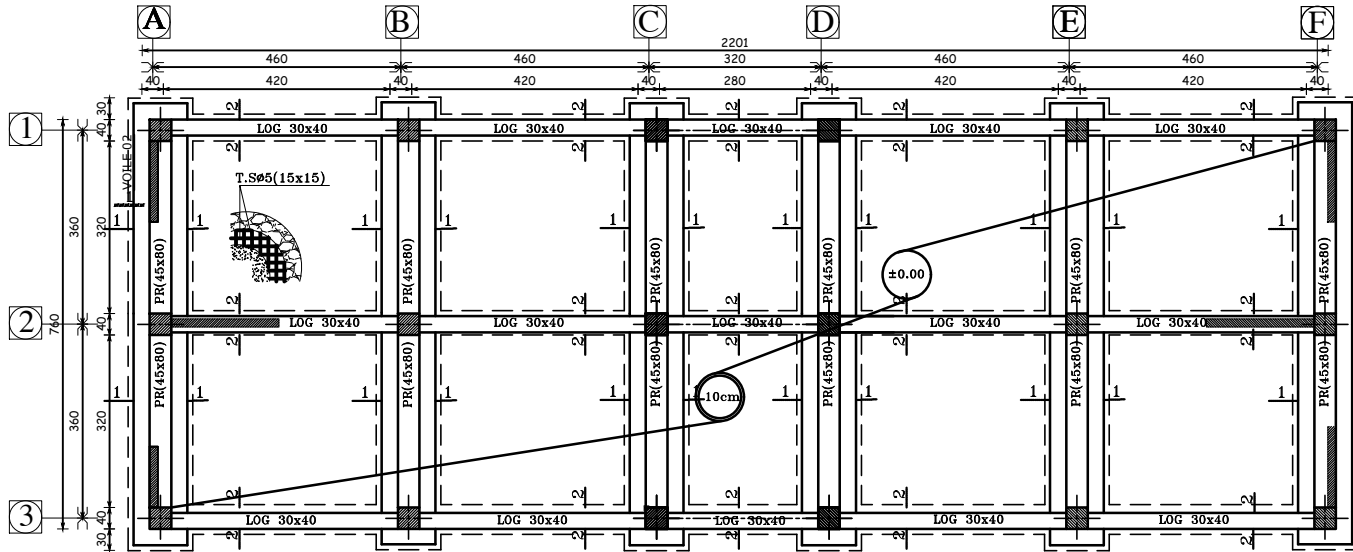
1/50 1/25

**PLANS:**

-COFFRAGE DES SEMELES

ETUDIER PAR :  
Ait messaoud Tahar

Encadre par : Mr Mansouri



PLAN COFFRAGE FONDATIONS NIVEAU ±0.00m

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULUD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
PROJET: ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAG MULTIPLE EN R+5	PLANS: -COFFRAGE FONDATION
DOSSIER: G.C	ETUDIER PAR : Ait messaoud Tahar
ECHELLE: 1/50 1/25	Encadre par : Mr Mansouri