



**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur**  
**et de la Recherche Scientifique**  
**Université de Tissemsilt**



**Faculté des Sciences et de la Technologie**  
**Département des Sciences et de la Technologie**

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme  
de Master académique en  
Filière : **Génie Civil**  
Spécialité : **Structure**

Présentée par : **HADJ DJELLOUL MOHAMED**

*Thème*

---

## **Etude d'une structure en béton armé (R+6)**

---

Soutenu le, .....

**Devant le Jury :**

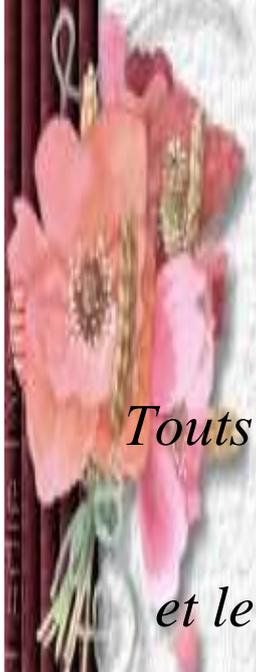
ADIM BELKACEM    Président                    M.C.A.            Univ-Tissemsilt

BENCEUR RAOUF            Encadreur                    M.A.A.            Univ-Tissemsilt

ABDELHAMID Abdelmalek            Examineur                    M.A.A.            Univ-Tissemsilt

**Année universitaire : 2020-2021**





# Remerciement

*Touts d'abord nous tenons à remercier "Allah", Le  
clément*

*et le miséricordieux de nous avoir donné la force  
et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Nous remercions vivement ,notre encadreure*

*Docteur BENCEUR Raouf*

*qui nous avoir pris en charge et pour leur  
disponibilité,leur aide et leur précieux conseils.*

*Nous aussi remercions tous les enseignants qui ont  
contribués a notre formation depuis les écoles  
primaire jusqu 'aux études universitaires.*

*A tous ceux ou celles qui nous apportés leur  
soutien,trouvent ici ,l'expression de nos vives et  
sincères reconnaissances.*

*Merci.*

## ملخص

في التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة عمارة سكنية الاستخدامات ذات بنية خرسانية مكونة من طابق أرضي وست طوابق. هذا الإنجاز سيتم بناءه بولاية تيسمسيلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية ذات الصنف IIA

استقرار البنية مضمون ومحقق بواسطة عارضة ذاتية الاستقرار والجدران المسلحة، وأساسات مستمرة، كما إستعملنا برنامج ETABS في التحليل الإنشائي .

اختيار مختلف العناصر المشكلة للبنية صممت طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA99V2003,BAEL91...)

## الكلمات المفتاحية

الخرسانة المسلحة، جدران من الاسمنت المسلح، الدراسة الزلزالية، ETABS.

## RESUME

Dans le cadre de la préparation de la soutenance du projet du fin d'étude, on a étudié un bâtiment constitué d'un RDC et 6 étages à usage d'habitation .ce projet est implanté à la Wilaya de TISSEMSILET qui est classée en zone IIA (zone de moyenne sismicité)

La stabilisation du bâtiment est assuré par un système de portique auto stable plus voiles de contreventement. Et semelles filants, et nous avant utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation.

Le choix des différents éléments constituant la structure est faite conformément aux règlements utilisés actuellement en Algérie (RPA99V2003, BAEL91...).

## Mots clés

Béton armé, Contreventement ,Voile, Etude sismique, ETABS.

## ABSTRACT

As part of the preparation for the defense of the end of the study project, we studied a building consists of a ground floor and 6 stories for habitationuse .This project is located in TISSEMSILET which is classified as seismic zone IIA

The stabilization of the building is provided by a system of stable self and bracing sails.and continuing foundations , and we before use the software of ETABS for the structural analysis .

The choice of different constituent's structure is in accordance with the regulation currently used in Algeria (RPA99V2003, BAEL91...).

## Key words

Reinforcedconcrete, Bracing, DynamicStudy, Veil, ETABS



# Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des Notation

Résumé

Introduction générale ..... 1

## Chapitre I : Présentation de la technique de système table et banches

1.1. Introduction.....4

1.2. Présentation de l'ouvrage .....4

1.3. Description du bâtiment à étudier .....4

1.4. Données du site .....4

1.5. Caractéristiques géométriques du bloc. ....5

1.6. Description des différents éléments de la structure..... 5

1.7. Béton.....6

1.8. L'Acier.....14

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

2.1. Introduction .....21

2.2. Les poutrelles (plancher à corps creux).....21

2.3. Evaluation des charges et des surcharges .....23

2.4. Loi de dégression de la surcharge d'exploitation .....25

2.5. Pré dimensionnement des poutres .....25

2.6. Pré dimensionnement des poteaux .....27

2.7. Pré dimensionnement des voiles .....29

### **Chapitre III : Etude des éléments non-structuraux**

<b>3.1. Acrotère.....</b>	<b>32</b>
<b>3.2. Les escaliers .....</b>	<b>36</b>
<b>3.3. Balcons.....</b>	<b>46</b>
<b>3.4. L'ascenseur .....</b>	<b>50</b>

### **Chapitre IV : Etude des planchers**

<b>4.1. Etude des planchers .....</b>	<b>65</b>
<b>4.2. Dimensionnement des poutrelles.....</b>	<b>66</b>
<b>4.3. Ferrailage des planchers .....</b>	<b>95</b>

### **Chapitre V : Etude sismique**

<b>5.1. Introduction .....</b>	<b>97</b>
<b>5.2. Etude sismique .....</b>	<b>97</b>
<b>5.3. Choix de la méthode de calcul .....</b>	<b>98</b>
<b>5.4. Présentation du logiciel ETABS .....</b>	<b>99</b>
<b>5.5. Principe de la méthode statique équivalente .....</b>	<b>99</b>
<b>5.6. Vérification de la condition des résultantes des forces sismique .....</b>	<b>104</b>
<b>5.7. Principe de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale .....</b>	<b>104</b>
<b>5.8. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis .....</b>	<b>104</b>
<b>5.9. Modélisation .....</b>	<b>105</b>
<b>5.10. Vérification au renversement .....</b>	<b>111</b>

### **Chapitre VI : Etude des éléments structuraux**

<b>6.1. Introduction .....</b>	<b>114</b>
<b>6.2. Ferrailage des portiques .....</b>	<b>114</b>
<b>6.3 Etude des voiles.....</b>	<b>127</b>

## Chapitre VII : Etude d'Infrastructure

<b>7.1. INTRODUCTION .....</b>	<b>137</b>
<b>7.2. DIFFERENTS TYPES DE FONDATION .....</b>	<b>137</b>
<b>7.3. CHOIX DE TYPE DE FONDATION .....</b>	<b>137</b>
<b>7.4. VERIFICATION DE LA STABILITE .....</b>	<b>141</b>
<b>7.5. CONDITION DE RIGIDITE DE LA SEMELLE .....</b>	<b>142</b>
<b>7.6. CONDITION DU POINÇONNEMENT DE LA SEMELLE .....</b>	<b>142</b>
<b>7.7. DETERMINATION DES ARMATURES .....</b>	<b>142</b>
<b>7.8. FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE RIGIDITE (POUTRE DE LIBAGE) .....</b>	<b>144</b>
<b>7.9. JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES .....</b>	<b>146</b>
<b>7.10. CALCUL DU TASSEMENT .....</b>	<b>146</b>
<b>7.11. CALCUL DE TASSEMENT A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE .....</b>	<b>146</b>
<b>7.12. Conclusion .....</b>	<b>147</b>
<b>Conclusion général .....</b>	<b>149</b>
<b>Bibliographiques.....</b>	<b>150</b>

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.1 :</b> Évolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	8
<b>Figure I.2 :</b> Évolution de la résistance à la traction $f_{tj}$ en fonction de celle à la compression $f_c$ .....	9
<b>Figure I.3 :</b> Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.....	10
<b>Figure I.4 :</b> Diagramme rectangulaire simplifié.....	11
<b>Figure I.5 :</b> Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.....	11
<b>Figure I.6 :</b> Évolution du module de Young différée $E_{vj}$ en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton $f_{cj}$ .....	13
<b>Figure I.7 :</b> Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....	15
<b>Figure I.8 :</b> Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots – .....	17
<b>Figure II.1 :</b> Dalle en corps creux.....	21
<b>Figure II.2 :</b> Plancher terrasse.....	23
<b>Figure II.3:</b> Plancher étages courants.....	23
<b>Figure II.4:</b> Murs de façade.....	24
<b>Figure II.5 :</b> La surface afférente.....	27
<b>Figure II.6 :</b> Coupe de voile en élévation.....	29
<b>Figure III.1 :</b> Acrotère .....	32
<b>Figure III.3 :</b> Schéma d'un escalier.....	37
<b>Figure III.4 :</b> Schéma des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	39
<b>Figure III.5 :</b> Diagramme des moments que subit la poutre palière.....	43
<b>Figure III.8 :</b> Coupe d'ascenseur.....	51
<b>Figure IV.1 :</b> Plancher a corps creux.....	65
<b>Figure IV.2 :</b> Corps Creux.....	65
<b>Figure V.1 :</b> Image de modélisation de la structure.....	105
<b>Figure VI.1 :</b> Direction des moments et efforts sur un poteau.....	114
<b>Figure VI.3 :</b> Schéma d'une section de calcul.....	121
<b>Figure VI.6 :</b> Dimensions de voile.....	131
<b>Figure VI.7 :</b> Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	134
<b>Figure VI.8 :</b> Disposition du ferrailage du voile.....	135

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I.1</b> : tableau récapitulatif du choix de plancher.....	5
<b>Tableau I.2</b> : loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....	15
<b>Tableau II.1</b> : Evaluation des charges pour le balcon.....	48
<b>Tableau III.2</b> : poids mort de l'ascenseur.....	52
<b>Tableau III.3</b> : calcul des moments isostatiques a l'ELU.....	56
<b>Tableau III.4</b> : calcul des moments isostatiques a l'ELS.....	59
<b>Tableau IV.1</b> : Détermination des armatures des Poutrelles du plancher terrasse.....	80
<b>TableauV.1</b> : valeurs des pénalités $P_q$ .....	103
<b>TableauV.2</b> : Périodes et facteur de participation modale.....	106
<b>TableauV.3</b> : caractéristiques massiques et géométriques.....	108
<b>TableauV.4</b> : Déplacement horizontal de chaque niveau.....	109
<b>TableauV.5</b> : Déplacements latéraux inter étages.....	109
<b>TableauV.6</b> : Vérification des déplacements latéraux inter étages.....	110
<b>TableauV.7</b> : Calcul du coefficient $\theta$ .....	111
<b>TableauV.8</b> : Vérification au renversement dans le sens longitudinal x-x.....	112
<b>TableauV.9</b> : Vérification au renversement dans le sens transversal y-y.....	112
<b>Tableau VI.3</b> : les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN).....	121
<b>Tableau VI.4</b> : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	126
<b>Tableau VI.5</b> : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	127

## LISTE DES NOTATIONS

**E.L.U** : Etat limite ultime.

**E.L.S** : Etat limite service.

**L** : Longueur ou portée.

**I<sub>p</sub>** : Indice de plasticité.

**I<sub>c</sub>** : Indice de consistance.

**M<sub>a</sub>** : Moment sur appuis.

**M<sub>0</sub>** : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

**I** : Moment d'inertie.

**f<sub>i</sub>** : Flèche due aux charges instantanées.

**f<sub>v</sub>** : Flèche due aux charges de longue durée.

**E<sub>vj</sub>** : Module d'élasticité différé.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**K** : Coefficient de raideur de sol.

**Y** : Position de l'axe neutre.

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**A<sub>S</sub>** : Aire d'une section d'acier tendue

**A<sub>SC</sub>** : Aire d'une section d'acier comprimée

**A<sub>t</sub>** : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

**A<sub>r</sub>** : Armatures de répartition

**B** : Aire d'une section de béton

**Br** : Section réduite du poteau

**Bc** : Section brute

**c** : Enrobage

**D** : Débordement

**d** : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

**E<sub>ij</sub>** : Module de Young instantané à « j » jours

**E** : Charges sismiques

**e** : Excentricité de l'effort normal, (ou « épaisseur d'une dalle ou d'un voile)

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours

**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours

**f<sub>bu</sub>** : Contrainte ultime du béton en compression

**G** : Charges permanentes

**h** : Hauteur d'une section d'une poutre ou d'un poteau, d'une fondation  
**I** : Moment d'inertie d'une section  
**i** : Rayon de giration d'une section  
**j** : Nombre de jours de maturité du béton  
**L** : Portée d'une poutre ou d'une dalle  
**L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement  
**M<sub>ser</sub>** : Moment fléchissant de calcul de service  
**M<sub>u</sub>** : Moment fléchissant de calcul ultime  
**M<sub>R</sub>** : Moment renversant  
**M<sub>S</sub>** : Moment stabilisant  
**N<sub>ser</sub>** : Effort normal de calcul de service  
**N<sub>u</sub>** : Effort normal de calcul ultime ;  
**Q** : Charges variables (charges d'exploitations) ; Facteur de qualité  
**R** : Coefficient de comportement de la structure  
**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales  
**T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques  
**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant à l'état limite ultime  
**W** : Poids total de la structure  
**α** : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient de sécurité sans dimension en général.  
**β** : Coefficient de correction qui dépend de l'élancement mécanique  $\lambda$  des poteaux  
**λ** : Elancement mécanique d'une pièce comprimée.  
**γ<sub>s</sub>** : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.  
**γ<sub>b</sub>** : Coefficient partiel de sécurité sur le béton  
**η** : Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction d'amortissement  
**ν** : Coefficient de poisson  
**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique  
**ρ** : Poids volumique, rapport de la section d'acier sur celle du béton  
**σ** : Contrainte normale  
 **$\overline{\sigma}_{bc}$**  : Contrainte admissible du béton comprimé  
 **$\overline{\sigma}_s$**  : Contrainte admissible dans les aciers  
**σ<sub>st</sub>** : Contrainte dans les aciers tendus  
**σ<sub>sc</sub>** : Contrainte dans les aciers comprimés  
**τ** : Contrainte tangente  
 **$\overline{\tau}$**  : Contrainte tangente admissible

$\Phi_l$  : Diamètre d'une armature longitudinale

$\Phi_t$ : Diamètre d'une armature transversale



# Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense donc il faut respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

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

L'objet de ce travail et d'étude d'un bloc de bâtiment en système portique a usage d'habitation.

Dans le premier chapitre, nous présentons le projet et les caractéristiques des matériaux.

Le deuxième chapitre nous avons consacré à la pré-dimensionnement des éléments et évaluer les descentes des charges.

Le troisième chapitre nous avons étudié des éléments non structuraux.

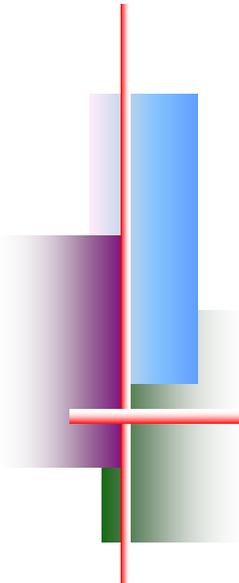
Dans le quatrième chapitre nous avons étudié les plancher.

Dans le cinquième chapitre nous avons consacré au calcul sismique.

Le sixième chapitre nous avons étudié des éléments structuraux.

Dans le septième chapitre nous avons étudié des éléments de l'infrastructure.

Et enfin on clôturer ce travail par une conclusion général.



# Chapitre I

---

**Présentation de L'ouvrage**

## 1.1. Introduction

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

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

## 1.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en R +6 à usage habitation.

## 1.3. Description du bâtiment à étudier

Ce bâtiment est un bloc barre composé d'un rez-de-chaussée et de six étages pour habitation, chaque étage contient quatre appartements F3.

La structure est contreventée par un system de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques et présentent une régularité en élévation et une irrégularité en plan. L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et une cage d'escalier.

## 1.4. Données du site

Notre ouvrage est implanté à Tissemsilet, une zone classée comme une zone de faible sismicité (Zone IIA) d'après le Règlement Parasismique Algérienne (R.P.A.99 V 2003).

Il appartient au groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne)

Le site est considéré comme un site rocheux

La contrainte admissible du sol :  $\sigma = 2.6$  bars

La profondeur d'ancrage :  $D = 1,5$  m

Le poids spécifique du sol :  $\gamma_h = 1,9$  t / m<sup>3</sup>

L'angle de frottement interne du sol :  $\phi = 35^0$

La cohésion du sol :  $C = 0$

### 1.5. Caractéristiques géométriques du bloc

**Tableau I.1** : Caractéristiques géométriques des blocs

	Bloc
Longueur en plan	25.50
Largeur en plan	21.14
Hauteur du rez-de-chaussée	3.06
Hauteur d'étage courant	3,06
Hauteur total	21.42

### 1.6. Description des différents éléments de la structure

#### a) Ossature

Le contreventement de notre structure est assuré par un système de contreventement mixte portique (poteaux, poutres) et voile.

#### b) Plancher

C'est une aire plane destinée à séparer entre les niveaux, on distingue :

- plancher a dalle pleine.
- Plancher à corps creux.

Pour n'autre bâtiments nous avons adopté un plancher a corps pour R.D.C et les étages courants.

#### c) Les escaliers

Ce sont des éléments non-structuraux, qui servent à relier les niveaux successifs et faciliter le déplacement inter-étages. Nous avons pris un seul type d'escalier pour notre structure, c'est un escalier à deux volées.

#### d) Maçonnerie

Murs extérieurs : réalisés en double parois de brique creuse 15 cm et de 10 cm, séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm afin d'assurer une isolation thermique et phonique.

- Murs intérieurs : constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

#### e) Revêtements

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs, et en plâtre pour les faces intérieures des murs.
- Enduit en plâtre pour les plafonds des planchers sauf les salles d'eau.
- Revêtement en plaque pour les escaliers (Marche et contre marche).
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

#### f) Isolation

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour les planchers terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

#### 4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### 1.7. Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à compenser la faible résistance du béton seul à la traction.

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

#### a-Avantages du béton armé

- **Économie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

### **b-Inconvénients**

Les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier à tous les effets.

### **C-Composition du béton**

- **Ciment**

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

- **granulats**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles (gravillon).

- **Sables**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Pierraille**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (Matériaux concassés)

- **Eau de gâchage**

Met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

### **d-Dosage de béton**

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conformé aux règles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L.91 et R.P.A 99).

La composition d'un mètre cube ( $m^3$ ) de béton courant est comme suit :

350 Kg de ciment .....CPA 325

400 L de sable..... $d_g \leq 5 \text{ mm}$

800 L de gravillons.....dg ≤ 25 mm

175 L d'eau de gâchage.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

**e-Résistance mécanique du béton**

- **Résistance à la compression**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

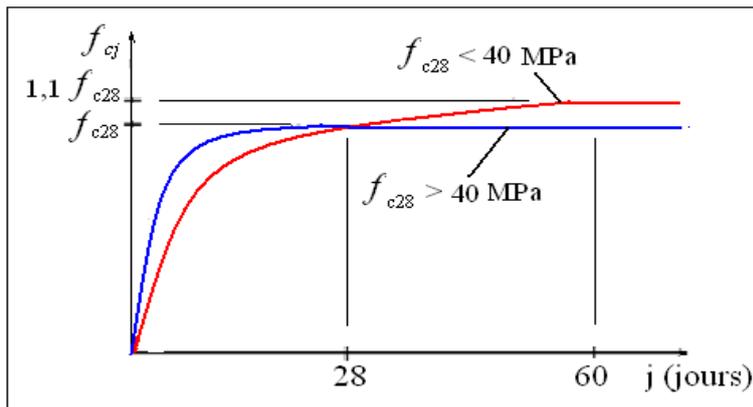
On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par :

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jour} \end{cases}$$

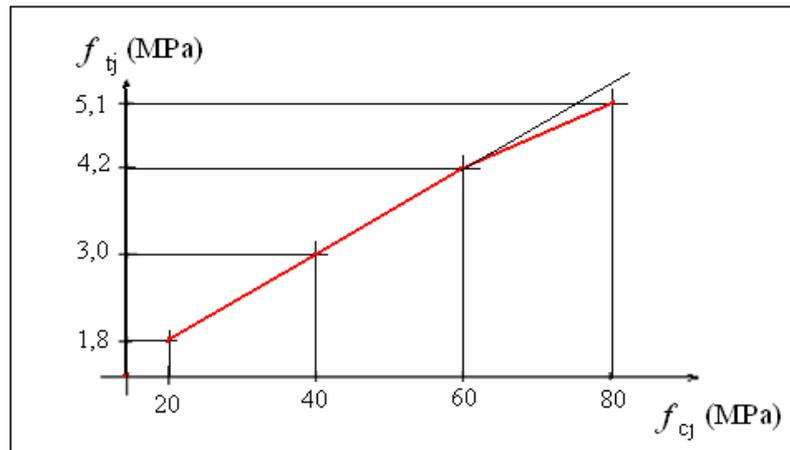


**Figure I.1 :** Évolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

- **Résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{array} \right.$$



**Figure I.2 :** Évolution de la résistance à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_c$

### f- Essais de rupture

- **Essai de rupture par compression sous charge instantanée**

La résistance à la compression est mesurée par écrasement de cylindre droite de révolution de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, dont l'aire de la section droite est :  $B = 200 \text{ cm}^2$ .

Ainsi si  $p$  est la charge de rupture de l'éprouvette (MN) on a pour une éprouvette âgée de « j » jours :  $F_{cj} = p/B = p/0.02 \text{ MPa}$ .

- **Essai de rupture par traction**

La résistance à la traction est déduite d'essai effectuée selon deux modes opératoires :

- 1/ flexion d'éprouvette prismatique non armée de côté 7.06 cm et de section  $50\text{cm}^2$
- 2/ fendage diamétrale d'un éprouvette cylindrique (essai dit « brésilien »).

## g-Contrainte de calcul du béton comprimé

### 1.État Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R)

#### a- Diagramme contrainte – déformation

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes- déformations donné sur la Figure ci-après, avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{bc1} = 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \varepsilon_{bc1} = (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $\sigma_{bc}$  est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

- $\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2 \text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$
- $f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité :
  - $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{cas générale} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{cas de combinaisons accidentelles.} \end{cases}$
- Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.
- $\theta$  : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :
  - ✓  $\theta = 1$  si la durée est supérieure à 24h
  - ✓  $\theta = 0,9$  si la durée est comprise entre 1h et 24h et
  - ✓  $\theta = 0,85$  si la durée est inférieure à 1 h.

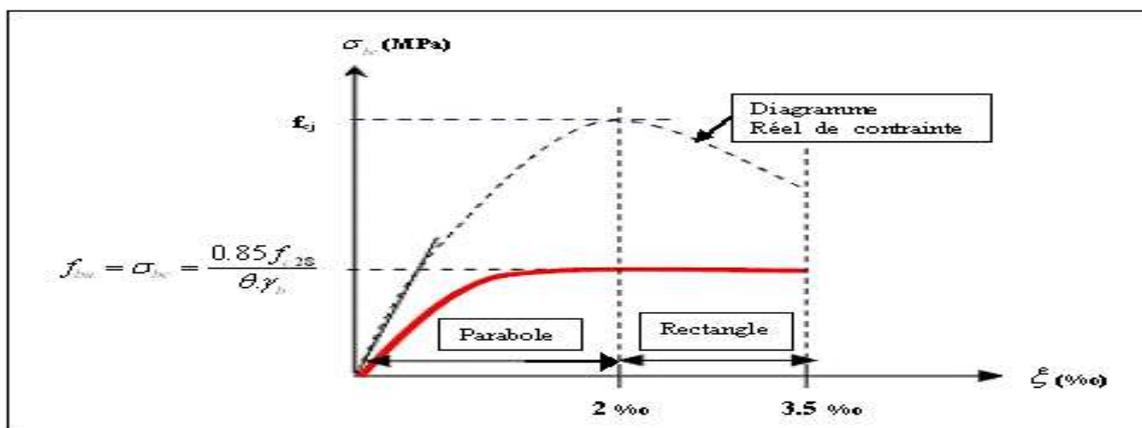
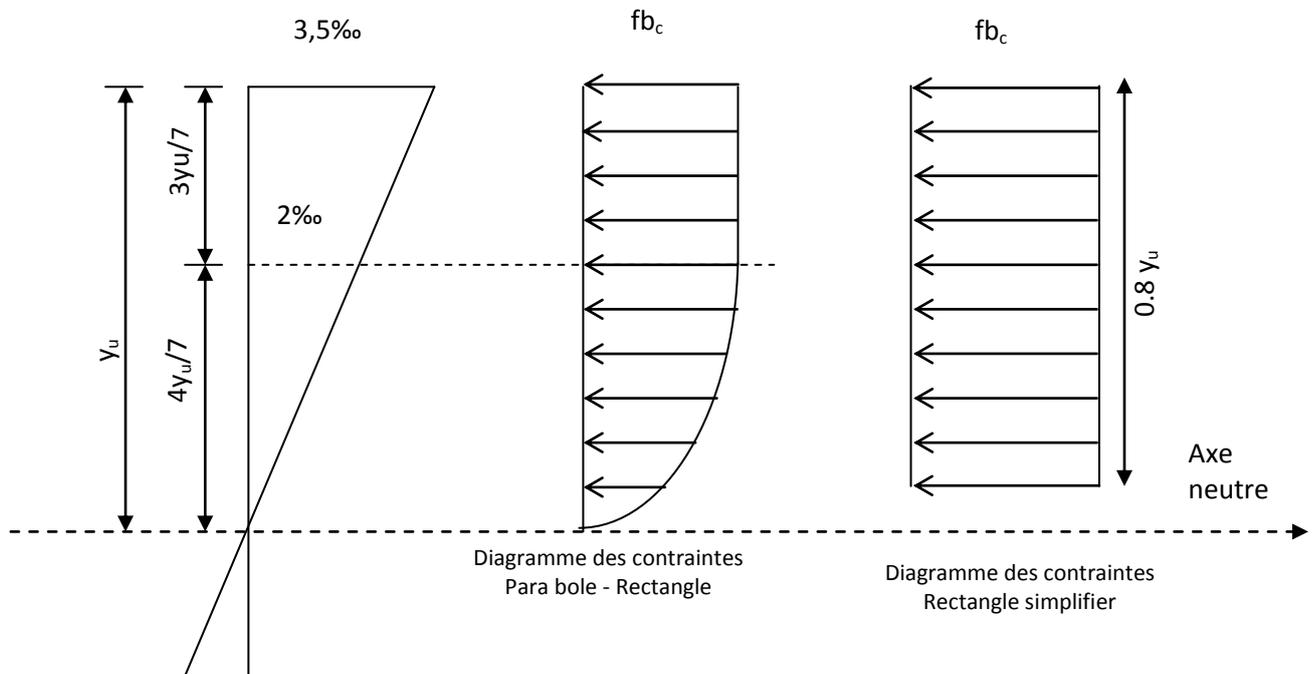


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

**b- Diagramme rectangulaire simplifié**

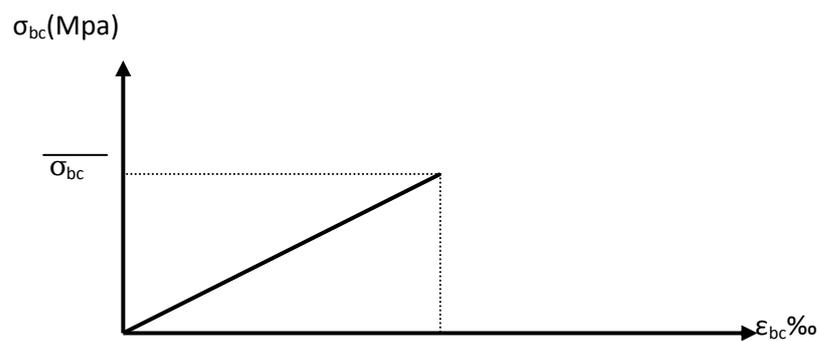
Lorsque la section droite n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié, défini ci-après, dans lequel  $y_u$  représente la distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.



**Figure 1.4 :**Diagramme rectangulaire simplifié

- **État Limite de Service**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ . La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.



**Figure I.5 :** Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

### a-Contrainte admissible de cisaillement

$$\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{Mpa}) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{Mpa}) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $T_u$ .

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d \quad \text{avec :} \quad b_0 : \text{largeur de la pièce.}$$

$d$  : hauteur utile.

### b-Coefficients de poisson

$$\nu = \frac{s_t}{s_l} = \frac{\frac{\Delta t}{t}}{\frac{\Delta l}{l}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \varepsilon_t = \frac{\Delta t}{t} : \text{déformation relative transversale} \\ \varepsilon_l = \frac{\Delta l}{l} : \text{déformation relative longitudinale} \end{cases}$$

Le coefficient de poisson sera pris égal à  $\nu = 0$  pour un calcul de sollicitations à l'ELU  
 $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'ELS.

### c-Modules de déformation longitudinale

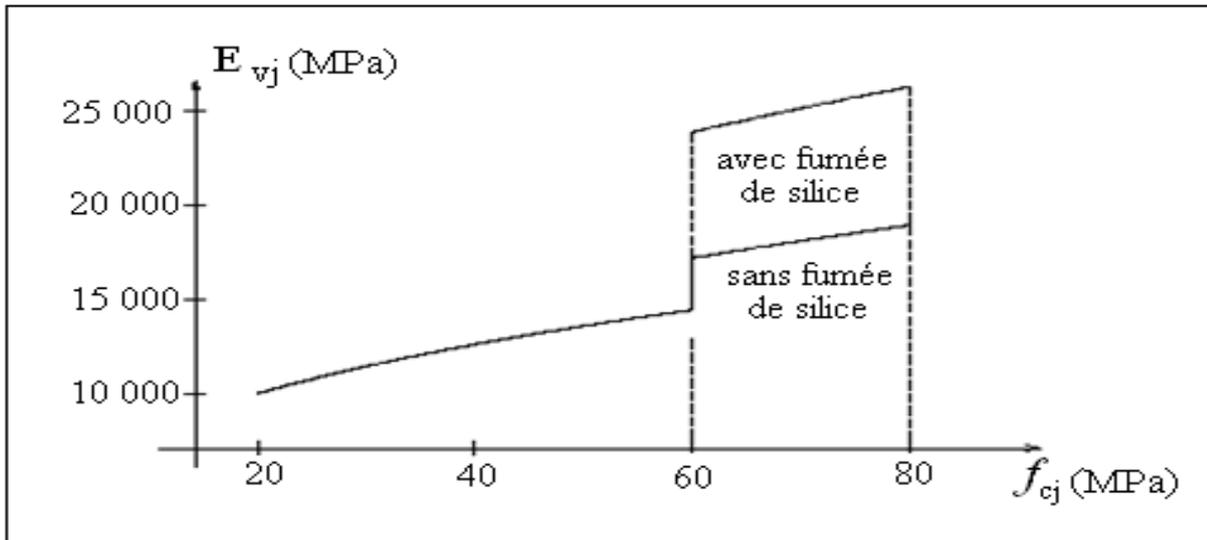
On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané :

$$\begin{cases} E_{ij} = 3E_{vj} \\ E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \end{cases}$$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique

$$\text{à la compression du béton :} \quad \begin{cases} E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{MPa} \\ E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{MPa sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6100 (f_{cj}) \text{ si } f_{c28} > 60 \text{MPa avec fumée de silice} \end{cases}$$



**Figure I.6 :** Évolution du module de Young différée  $E_{vj}$  en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$

**d-Module d'élasticité**

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique ou il y a : proportionnalité des contraintes et des formations.

**e-Module de déformation transversal**

La valeur du module d'élasticité transversal  $G$  est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \Rightarrow G = 0.417E$$

**f-Fluage**

Le fluage est une déformation du béton de longue durée, il dépend de certains paramètres : Résistance de béton, la charge appliquée, l'âge du béton au moment de l'application de la charge, l'humidité relative, la due d' l'application de la charge, les dimensions de la section...

Dans les calculs relatifs aux états-limites de service, la déformation de fluage à l'instant «  $t$  » d'un béton soumis à l'âge  $j=t_1-t_0$  à une contrainte constante ( $\epsilon_{fl}$ ) est exprimée sous la forme

$$\epsilon_{fl} = \epsilon_{ic} \cdot k_{fl}(t_1 - t_0)f(t - t_1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} t_0: \text{date du bétonnage} \\ t_1: \text{date de mise en charge} \\ \epsilon_{ic} = \frac{\sigma_1}{E_{t28}} : \text{est la déformation conventionnelle} \\ \text{instantanée sous l'effet de la contrainte } \sigma_1 \end{array} \right.$$

$k_{fl}$ : est le coefficient de fluage qui dépend notamment de l'âge ( $t_1 - t_0$ ) du béton ou moment auquel subit la contrainte  $\sigma_1$  et  $f(t - t_1)$  une fonction de la durée de chargement ( $t - t_1$ ) exprimée en jours qui varie de 0 à 1 quand cette durée varie de 0 à l'infini

On peut également mettre  $\varepsilon_{fl}$  sous la forme :  $\varepsilon_{fl} = \varepsilon_i \cdot \Phi(t_1 - t_0) \cdot f(t - t_1)$

Où:  $\varepsilon_i$  : la déformation réelle instantanée.

$\Phi$  : Le rapport entre la déformation finale de fluage et la déformation réelle instantanée :

$$\Phi = \frac{k_{fl} \cdot E_{ij}}{E_{t28}} \quad \text{Dans les cas courants, on peut prendre } \varepsilon_{fl} = \frac{\Phi \varepsilon_i}{E_{ij}} f(t - t_1)$$

La loi d'évaluation de fluage  $f(t - t_1)$  est donnée par la formule :  $f(t - t_1) = \frac{\sqrt{t - t_1}}{\sqrt{t - t_1} + 5\sqrt{r_m}}$

### g-Retraissement

Le retrait est le raccourcissement instantané du béton dû au départ de l'eau libre interne ; il est d'autant plus important que la pièce est de grandes dimensions.

La valeur du retrait  $\varepsilon_r(t)$  en fonction du temps peut être exprimée sous la forme

$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_{r0} r(t) \quad \text{Avec : } \varepsilon_r(t) : \text{retrait final du béton}$$

$r(t)$  : une fonction du temps : de 0 à 1 quand  $t$  varie de 0 à l'infini.

À défaut de résultats expérimentaux la loi d'évolution du retrait est donnée par :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} \quad \text{Avec : } \begin{cases} t : \text{l'âge du béton en jours} \\ r_m : \text{rayon moyen de la pièce} = \frac{\text{aire de section de la pièce}}{\text{périmètre de la pièce}} \end{cases}$$

### h-Dilatation

À défaut de résultats expérimentaux le Coefficient de dilatation thermique ( $\lambda$ ) est pris égal à  $10^{-5}$  par degré C (identique à celui de l'acier).

## 1.8. L'Acier

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500 MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

### a- Caractéristiques mécaniques

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

**Tableau I.2 :** Valeurs de la limite d'élasticité garantie,  $f_e$ .

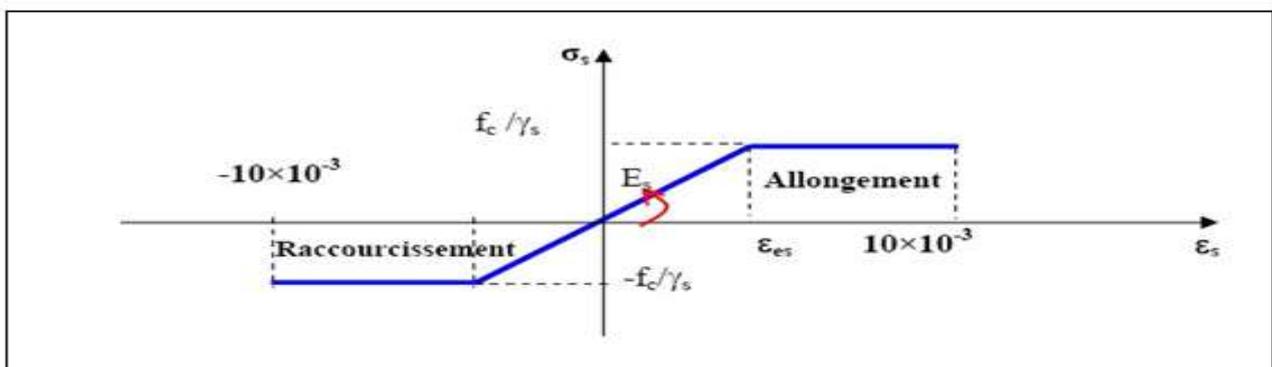
type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F <sub>e</sub> E22	215	Emploi courant. Épingles de levage des pièces préfabriquées
	F <sub>e</sub> E24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F <sub>e</sub> E40	400	Emploi courant.
	F <sub>e</sub> E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F <sub>e</sub> TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F <sub>e</sub> TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

**b-Contrainte limite des Aciers**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre  $\sigma$  et la déformation relative  $\epsilon$ .

**c-État limite ultime**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.



**Figure I.7 :** Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU

Avec :  $\sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s}$  et  $\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$

Es : module d'élasticité / Es = 200000 MPa.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité ( $\gamma_s = 1$  cas situation accidentelles ; 1.15 cas générale)

$\sigma_s$  : contrainte limite de l'acier

#### d-État limite de service

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}Fe ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(0.5Fe ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

$\eta$  : coefficient de fissuration :

$$\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les barres ronds lisses} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les barres hautes adhérences} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les files hautes adhérences } \phi \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1.3 \text{ pour les files hautes adhérences } \phi < 6\text{mm} \end{cases}$$

#### e-Poids volumique

- -Béton armé..... $\gamma_b=25 \text{ KN/m}^3$
- -Béton non armé..... $\gamma_b=22 \text{ KN/m}^3$
- -Acier..... $\gamma_b =78,5 \text{ KN/m}^3$

#### États limites

Selon les règles **B.A.E.L91**, on distingue deux états de calcul :

-États limites ultimes de résistance **E.L.U.R**

-États limites de service **E.L.S**

#### **E.L.U.R**

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version2003).

On doit par ailleurs vérifie que l'**E.L.U.R** n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

#### a-Hypothèses de calcul

- les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- la résistance du béton à la traction est négligée.
- le raccourcissement du béton est limité à:

$\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$  en flexion composé.

$\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$  en compression simple.

- l'allongement de l'acier est limité à :  $\epsilon_{bc} = 10\text{‰}$
- les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:

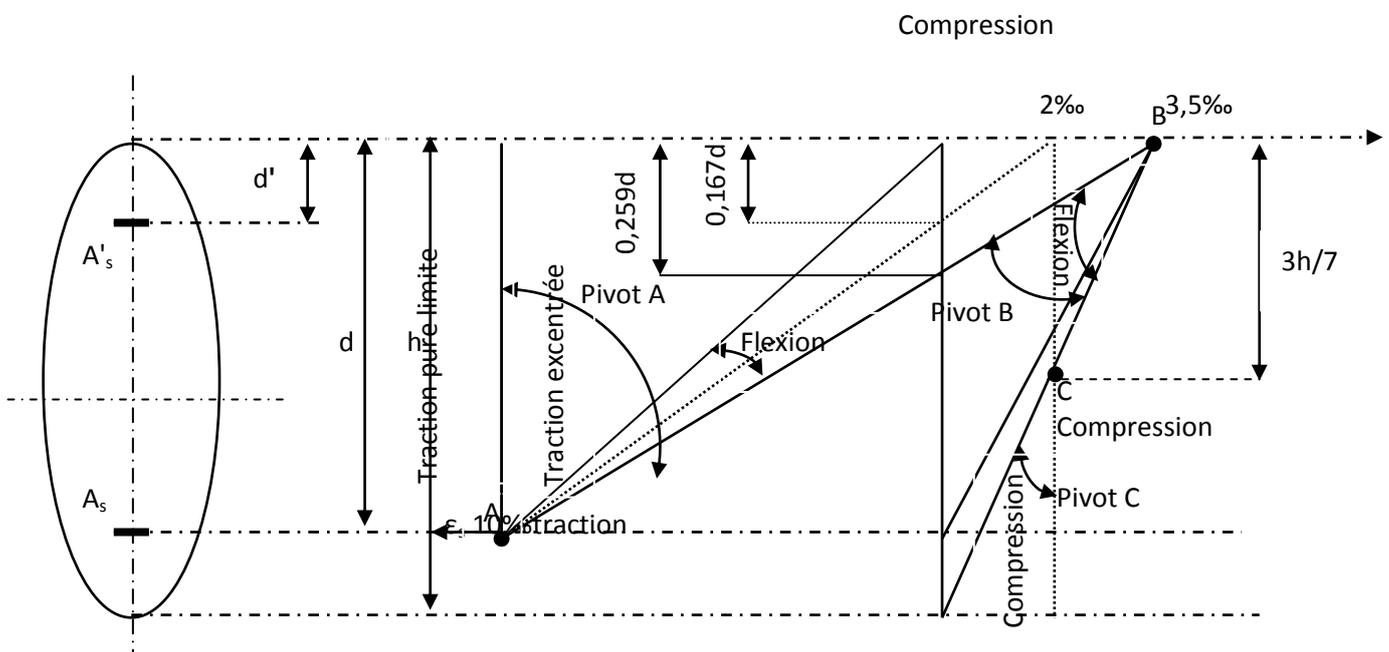
Le béton en compression.

L'acier en traction et en compression.

**b-Règles des trois pivots**

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des pivots **A**, **B** ou **C**



**Figure I.8 :**Diagramme des déformations limitées de la section  
- Règles des trois pivots -

Tableau I.3 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie,  $f_e$ .

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^{0/00}$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^{0/00}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^{0/00}$

**E.L.S**

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées dépassant des contraintes limites.

**A-Hypothèses de calcul**

- Les sections droites restent planes
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- le béton tendu est néglige
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

- Pour convention  $\eta$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui béton.  $\eta = E_s/E_b=15$  «coefficient d'équivalence».

**B-Sollicitations du calcul vis-à-vis des états limites**

- **État limite ultime**

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

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

- **État limite de service**

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

$$G + Q$$

- **RPA**

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

- Pour les poutres :

$$G+Q \pm E$$

G : charge permanente.

$$0,8G \pm E$$

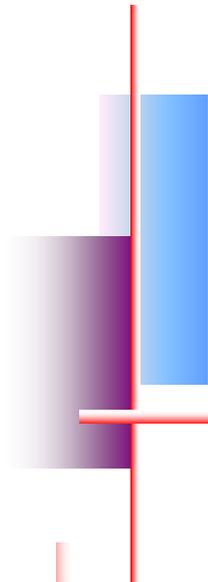
Avec: Q : charge d'exploitation.

E : effort de séisme.

- Pour les poteaux :

$$G + Q \pm 1,2E$$

$$0,8G \pm E$$



# Chapitre II

---



## **Predimensionnement des elements**

## 2.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement. Ces dimensions doivent satisfaire les conditions du béton armé aux états limites (BAEL) ainsi que le règlement parasismique algérien (RPA 99 V 2003).

## 2.2. Les poutrelles (plancher à corps creux)

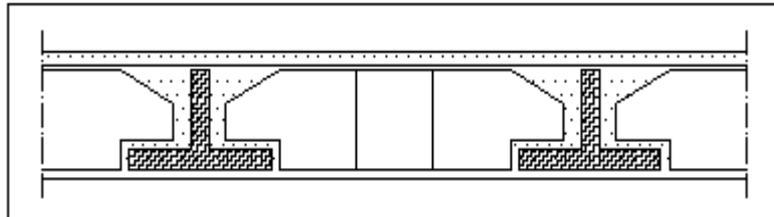


Figure II.1 : Dalle en corps creux

### 2.2.1. Résistance au feu

- $e = 07\text{cm}$  : pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$  : pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$  : pour quatre (04) heures de coup de feu.

### 2.2.2. Isolation phonique

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm** ( $e \geq 16\text{ cm}$ )

### 2.2.3. Résistance à la flexion

- Dalle reposant sur deux appuis :  $Lx / 35 < e < Lx / 30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $Lx / 50 < e < Lx / 40$
- $Lx$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur (04) appuis pour une portée  $Lx = 3.84\text{m}$

$$384 / 35 < e < 384 / 30 \Rightarrow 11 < e < 12.83$$

### 2.2.4. Condition de flèche

La hauteur de la poutrelle sera déterminée comme suit :

$$h_t = \left( \frac{1}{25}; \frac{1}{22} \right) L \dots\dots\dots \text{(Calcul des ouvrages en BA) [BELAZOUGUI]}$$

$L$  : la plus grande portée dans le sens des nervures entre nus.

Dans notre cas :  $L \cdot 15 - 0.30 = 3.85\text{ m} = 384\text{ cm}$

$$\frac{384}{25} \leq h_t \leq \frac{384}{22} \Rightarrow 15.36\text{cm} \leq h_t \leq 17.45\text{cm}$$

Suivant la standardisation nous adoptons un plancher (16+4) cm

$$\Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

Nous avons ainsi : **h=16 cm ,h<sub>0</sub>=4cm**

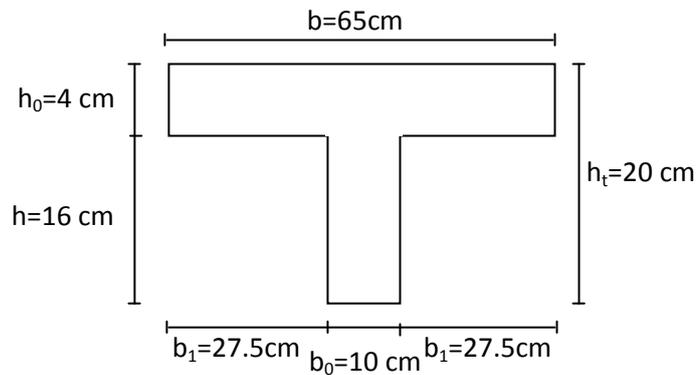
(les blocs de l'hourdis sont standard de : 16 ; 20 ;25 ;30 ;35, et la dalle de compression 16+5 ; 20+5 ; 25+5 ; 30+5)

- Pour la largeur de la nervure nous avons :  $b_0 = (8 \div 14) \text{ cm}$  ; on adopte : **b<sub>0</sub>=10cm**
- La largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{384}{10} = 38.4\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{l_n}{2} \Rightarrow b_1 \leq \frac{25.5}{2} = 12.525\text{cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{array} \right.$$

⇒ On prend donc : **b<sub>1</sub>=27.5cm** ..... (La plus faible valeur)

Et on a :  $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65\text{cm} \Rightarrow \mathbf{b=65cm}$



**Tableau II.1** : tableau récapitulatif du choix de plancher

Niveaux	Lmax	Lmax/22.5	Ht	Type du plancher
Courant & terrasse	384	17.06	20	Corps-creux 16+4
RDC	384	17.06	20	Corps-creux 16+4

2.3. Evaluation des charges et des surcharges

• Charges permanentes

a-Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

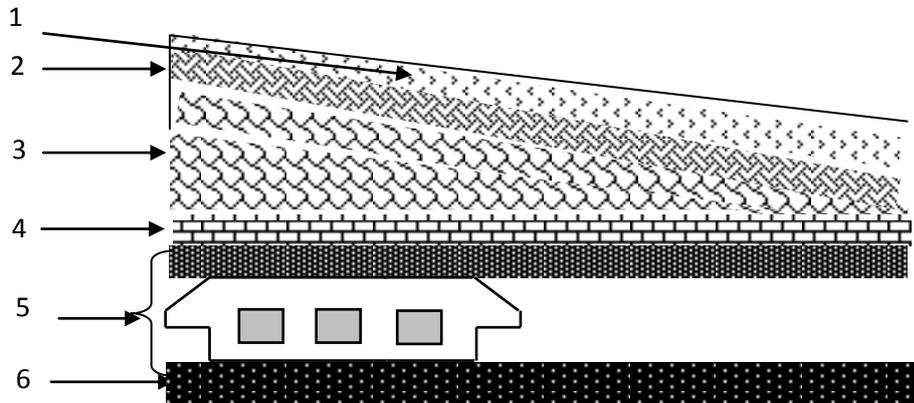


Figure II.2 : Plancher terrasse

- 1- Protection en gravillons roulé (4cm) : .....  $0,2 \times 4 = 0,80 \text{ KN/m}^2$
- 2- Étanchéité multicouche (2cm) ..... =  $0,12 \text{ KN/m}^2$
- 3- Forme de pente en béton léger (5cm)..... =  $0,9 \text{ KN/m}^2$
- 4- Asphalté coulé sablé (2,5cm) + polystyrène ..... =  $0,66 \text{ KN/m}^2$
- 5- Plancher à corps creux +dalle de compression (16+4) cm ..... =  $2,80 \text{ KN/m}^2$
- 6- Enduit en plâtre (2cm) .....  $0,1 \times 2 = 0,20 \text{ KN/m}^2$

b-Plancher étage courant (corps creux) :

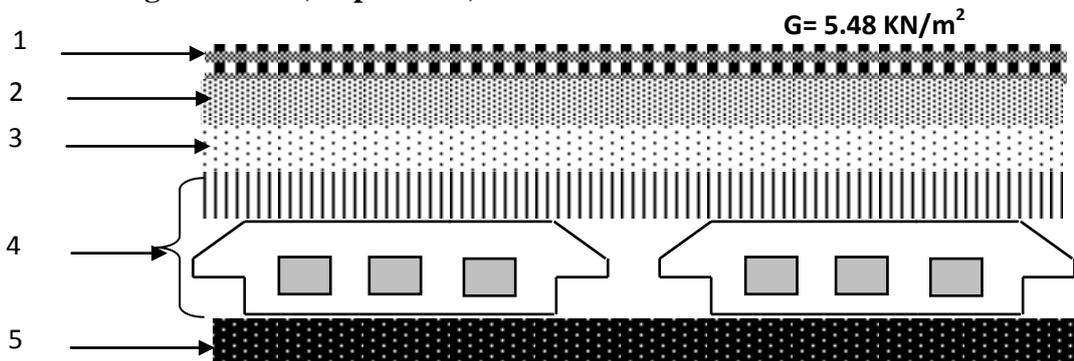


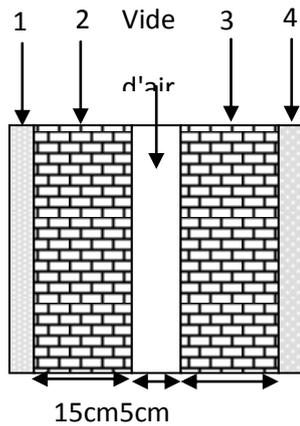
Figure II.3 : Plancher étages courants

- 1- Revêtement en carrelage (2cm).....  $2 \times 0,2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- 2- Mortier de pose (2cm) .....  $2 \times 0,22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- 3- Sable fin pour mortier (2cm) .....  $2 \times 0,18 = 0,34 \text{ KN/m}^2$

- 4- Plancher à corps creux (16+4cm).....= 2,80 KN/m<sup>2</sup>
- 5- Enduit en plâtre (2cm).....2x0.1 = 0,28 KN/m<sup>2</sup>
- 6-Cloison en briques creuses (10 cm).....= 0,90 KN/m<sup>2</sup>

**G= 5,18 KN/m<sup>2</sup>**

**c-Murs de façade extérieurs**



Mur double cloison



Mur simple cloison

**Figure II.4 : Murs de façade**

- Enduit extérieur en ciment (2cm).....= 0,36 KN/m<sup>2</sup>
- Paroi en briques creuses (15cm).....= 1,30 KN/m<sup>2</sup>
- Paroi en briques creuses (10cm).....= 0,90 KN/m<sup>2</sup>
- Enduit intérieur en plâtre (1,5cm).....= 0,27 KN/m<sup>2</sup>

**G<sub>m</sub>=2.83 KN/m<sup>2</sup>**

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres) on obtient :

**G<sub>m</sub>= 2,26 KN/m<sup>2</sup>**

- **Charges d'exploitations**

- Surcharge du plancher terrasse inaccessible :.....Q = 1,00 KN/m<sup>2</sup>
- Surcharge des planchers a corps-creux (habitations).....Q = 1,50 KN/m<sup>2</sup>

## 2.4. Loi de dégression de la surcharge d'exploitation

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut

D'où Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  selon les règles de "BAEL 91 modifié 99"

Avec :

n : Nombre d'étage.

$Q_0$  : La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : Les charges d'exploitation des planchers courants respectivement de haut vers le bas selon le tableau suivant:

**Tableau II.2** : loi de dégression de la surcharge d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$Nq_0=1,00$	1
05	$Nq_1=q_0+q_1$	2.5
04	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.85
03	$Nq_3=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
02	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.1
01	$Nq_5=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
R.D.C	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75

## 2.5. Pré dimensionnement des poutres

Nous avons deux types de poutres :

1. Poutre principale :  $L_{\max}=4.4$  m
2. Poutre secondaire :  $L_{\max}=3.84$  m

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,7d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

Et selon le **R.P.A 99(version 2003)** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm..} \\ h_t > 30 \text{ cm..} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \end{array} \right.$$

### a-Poutres principales

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 29.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 44 \text{ cm} \\ 9 \text{ cm} \leq b \leq 30.8 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 40\text{cm} \\ \text{On prend } b = 35\text{cm} \end{array}$$

**D'après le R.P.A 99(version 2003) on a :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,142 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(35x40) cm<sup>2</sup>**

### b-Poutres secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 384 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 38.4 \text{ cm} \\ 8 \text{ cm} \leq b \leq 17.92 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x35) cm<sup>2</sup>**

**D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,166 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x35) cm<sup>2</sup>**

## 2.6. Pré dimensionnement des poteaux

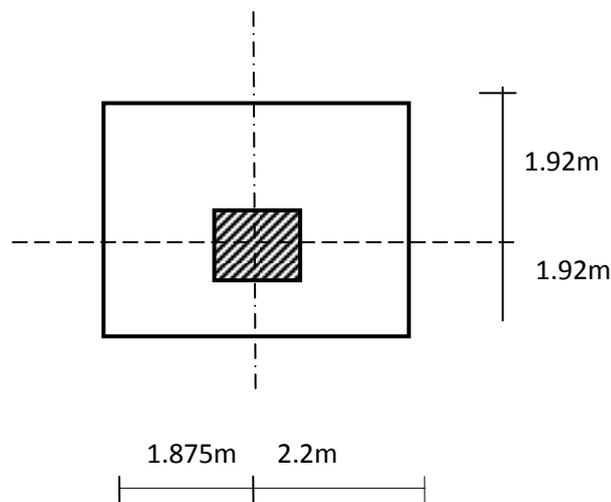
Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau centrale).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

On a un seul type de poteaux : R.D.C jusqu'au 6<sup>ème</sup> étage.

La surface afférente est donnée par  $S = [(4.4 + 3.75) \times (3.84 + 3.84)] / 2 = 15.65 \text{ m}^2$



**Figure II.5 :** La surface afférente

### a-Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux

$$G_t : G \times S = 5.48 \times 15.65 = 85.76 \text{ KN}$$

$$G_C : n \times G \times S = (7 \times 5.16 \times 15.65) = 565.28 \text{ KN}$$

Avec  $n$  = le nombre de niveaux au-dessus du poteau

$$G_{pp} : 12 \times (0.35 \times 0.40 \times 21 \times 5.8) = 263.09 \text{ KN}$$

$$G_{PS} : 12 \times (0.30 \times 0.35 \times 20 \times 5.7) = 191.52 \text{ KN}$$

$$G_T = 698.87 \text{ KN}$$

$$Q = 7.75 \times 16.80 = 130.2 \text{ KN}$$

### b-Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1.1 \times 698.87 = 768.7 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1.1 \times 130.20 = 143.2 \text{ KN}$$

$$N_u = (1.35 \times 768.7) + (1.5 \times 143.2) = 1239.04 \text{ KN}$$

**c-Détermination de a**

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad \text{avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$L_f$  : longueur de flambement

$i$  : rayon de giration

$B$  : section des poteaux

$\lambda$  : L'élancement du poteau

$I$  : moment d'inertie de la section par rapport a un point passant centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement par son

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289 a$$

On a:  $L_0 = 3.06$  m;  $L_f = 0,7 \times 3.06 = 2.142$ m

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2.142}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{2.142}{0,289.50} = 14.82\text{cm}$$

On prend : **a = 40 cm**

**d-Détermination de b**

Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

$$N_u \leq \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2$$

$B_r$ : section réduite

$$B_r = (40-2) \times (b-2) = 38 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

$A_s$ =section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone I}$$

$$A_s = 0.7\% [38(b-2)] = 266 (b-2) \text{ cm}^2$$

$\alpha$  : étant un coefficient fonction de  $\lambda$ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0,289 \times 40} = 18.52 < 50$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(\lambda/35)^2] \alpha = 0,79$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(18,52/35)^2]$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MP} ; f_e = 400 \text{ MP} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,79 \left[ \frac{38(b-2) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,26(b-2) \cdot 400}{1,15} \right]$$

$$b \geq 31,28 \text{ cm}$$

**Donc :** on prend **b = 40 cm.**

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\min(a, b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\min(a, b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20,04 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

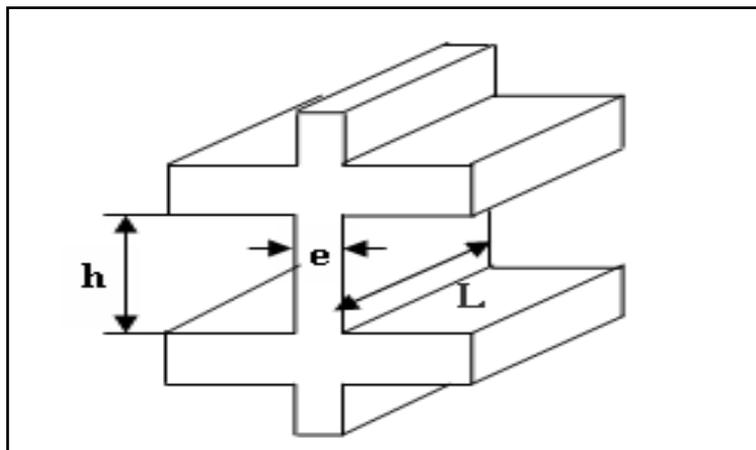
**Donc : a = b = 40 cm**

**e-Conclusion**

On adopte une section de **(40x40) cm<sup>2</sup>** pour tous les types des poteaux pour des raisons sécuritaires.

**2.7. Pré dimensionnement des voiles**

L'épaisseur des murs voile de contreventement se fait selon les règle parasismique algériennes (version 2003). D'où leur l'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h<sub>e</sub>** et des conditions de rigidité aux extrémités



**Figure II.6 :** Coupe de voile en élévation

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le **(RPA99 version 2003)** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition :  $L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

**Avec :**

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées

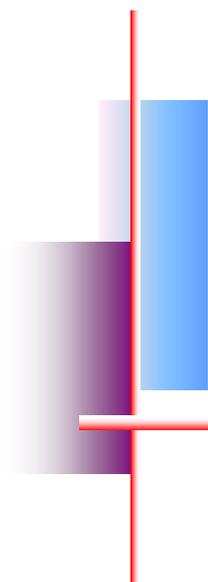
$$e \geq \left( \frac{h}{25} ; \frac{h}{22} \right).$$

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{25} = \frac{266}{25} = 10.64 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{266}{22} = 12.09 \text{ cm} \end{array} \right.$$

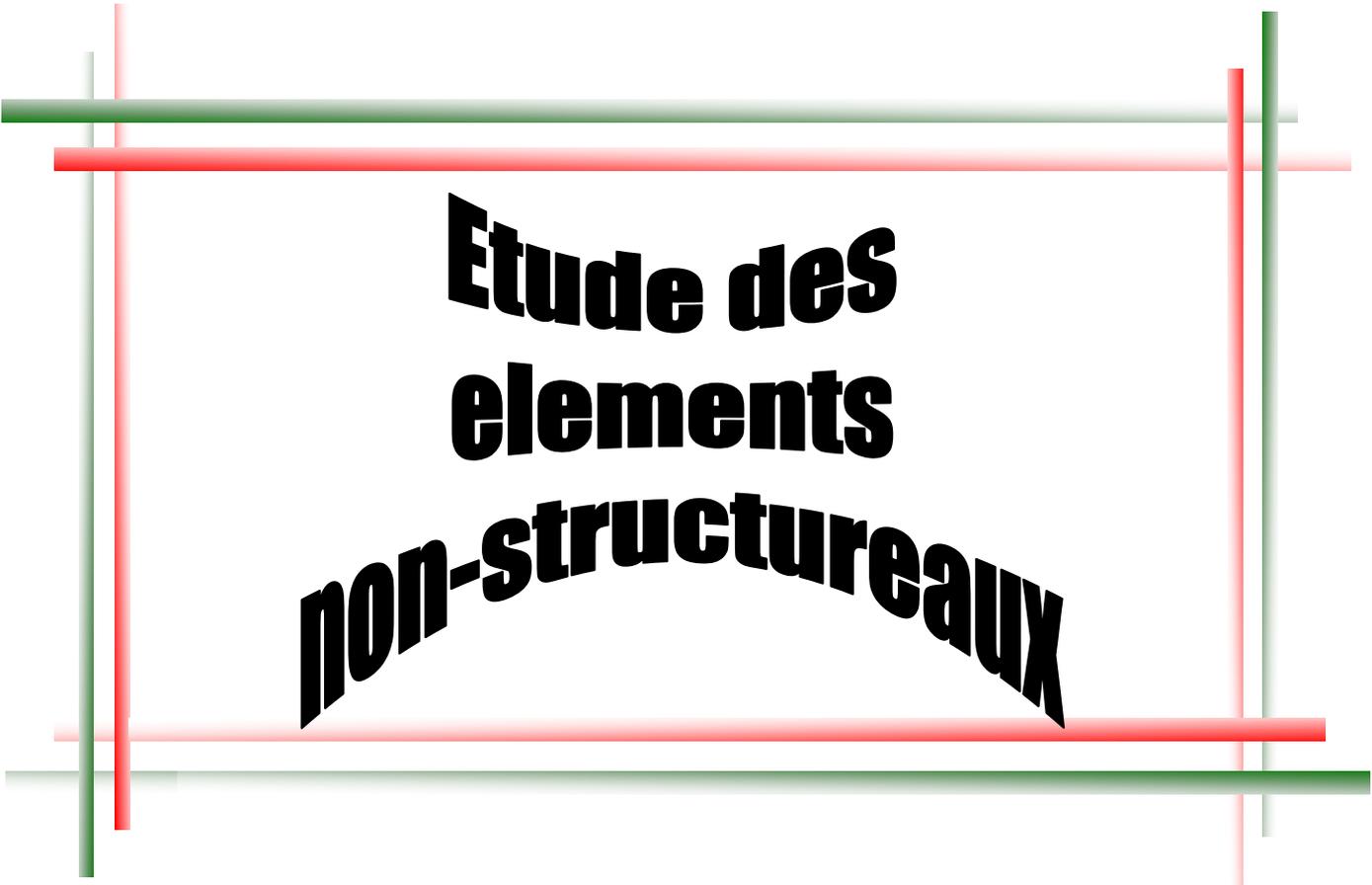
$$e \geq (10.64 \text{ cm} ; 12.09 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

Donc l'épaisseur des voiles de contreventements : **e = 15 cm**



# Chapitre III

---



**Etude des  
elements  
non-structureaux**

### 3.1. Acrotère

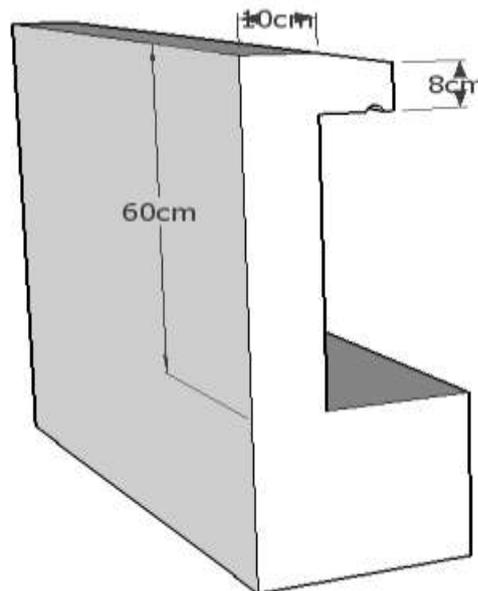
L'acrotère est placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse, soumis à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

#### a-Dimensions

Hauteur  $h = 60 \text{ cm}$

Epaisseur  $e_p = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de **1m** linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable).



**Figure III.1 : Acrotère**

**b-Calcul des sollicitations**

- **Poids propre**

$$S = \left[ \frac{0,03(0,2 + 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,07 \times 0,2) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge**

Une surcharge due à l'application d'une main courante  $Q=1,00\text{KN/m}$

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312\text{KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

- **Enrobage**

Vu que la fissuration est préjudiciable

On prend  $C = C' = 2\text{cm}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,39 \text{ m}$$

L'excentricité :

$$e_p/2 = 0,10/2 = 0,05\text{m} < 0,39 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures

**c-Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée**

$$M_u = N_u \left( e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,312 \left( 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

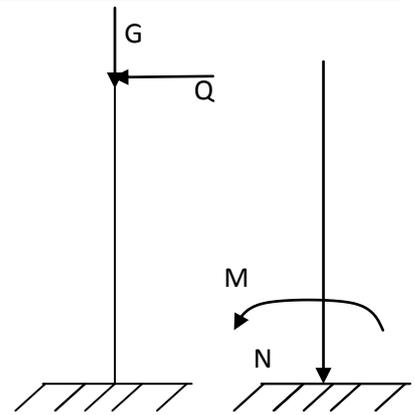
$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,312 - 0,97 = -0,808 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,7905 \text{ KN.m}$$

$$-0,808 \text{ KN.m} < 24,7905 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$



### 3.1.1. Calcul du ferrailage à l'E. L.U

$$M_u = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d.f_{bc}} = \frac{0,97.10^3}{100.9^2.14,17} = 0,00845$$

#### a-Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 + 0,4\alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad \text{Avec : } 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 [1 - (0,4 \times 0,668)] = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul :

A<sub>fs</sub>: section d'armatures en flexion simple.

A<sub>fc</sub>: section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,311 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,311 - \frac{2,312 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,244 \text{ cm}^2$$

#### b-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

$$A_{s_{\min}} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} = 1,7125 / 0,6 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{\min}) = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: 4φ6 p.m; A<sub>s</sub> = 1,13 cm<sup>2</sup>/ml ; St = 25 cm

#### c.Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,2825 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : A<sub>s</sub> = 1,13 cm<sup>2</sup>/ml soit 4φ 6p.m

### 3.1.2. Vérification des contraintes (E. L. S)

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}}(e - c + h/2)$$

$$M_{\text{ser}} = 1,4125(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,65075 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

**b-Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

**c-Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$** 

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650,75}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**d-Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$** 

Pour une Fissuration préjudiciable, on a

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{650,75}{1064,68} (9 - 1,59) = 69,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 69,74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**e-Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a :

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a:

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \quad \overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

### 3.2. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage entre les différents niveaux d'un bâtiment, dans notre cas on distingue un seul type d'escalier, c'est un escalier a deux volées, la seule différence est dans la hauteur d'étage.

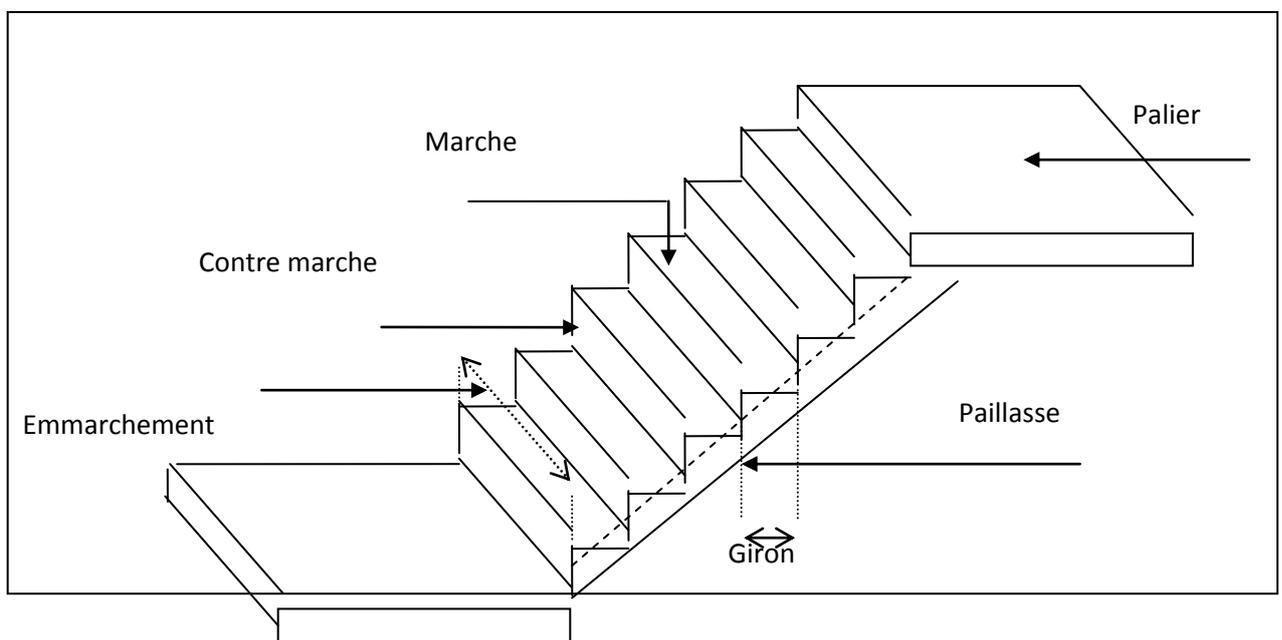


Figure III.3 : Schéma d'un escalier

#### 3.2.1 Exemple de calcul

##### a-Dimensionnement des escaliers

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L/(n-1)$$

$$\text{D'après BLONDEL on a : } \frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

$$\text{Et puis : } m n^2 - (m+1+2H) n + 2H = 0 \dots (2)$$

$$\text{Avec : } m=64 \quad \text{et } H=306/2=153\text{cm} \quad \text{et } l=240\text{cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

La solution de l'équation est : **n=9 contre marches**

Donc le nombre des marches **n-1=8 marches**

$$\text{Puis : } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et } 59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches ( $g=30\text{cm}$ ) et 9 contre marches ( $h=17\text{cm}$ ).

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29.4^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

### b-Epaisseur de la paillasse (ep)

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 26.13 \leq ep \leq 17.42 \text{ cm}$$

On prend : **ep = 12 cm**

### c-Epaisseur de palier (ev)

$$ev = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13.79 \text{ cm}$$

On prend : **ev = 14 cm**

### d-Evaluation des charges et surcharges

- Paillasse

Désignation	Poids(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal (2x0.22)	0.44
Mortier de ciment horizontal (2x0.2)	0.4
Lit de sable fin (2x0.18)	0.36
Revêtement en carrelage vertical : ep x 0.22 x h/g = 2x0.22x0.6	0.26
Mortier de ciment vertical : ep x 0.20 x h/g = 2x0.2x0.6	0.24
Poids propre de la paillasse : ev x 25 / cos α = 14x0.25x0.87	4.07

Poids propre des marches: $h/2 \times 0.22 = 18/2 \times 0.22$	1.98
Garde-corps	0.1
Enduit en plâtre $1.5 \times 0.1 / \cos 0.6$	0.18
Gt=	8.03
Q=	2.5

La charge totale pour une bande de 1m :

$$Q_u = (1.35 \times 8.03) + (1.5 \times 2.5) \times 1 = 14.59 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = (8.03 + 2.5) \times 1 = 10.53 \text{ KN/ml}$$

• **Pallier**

Désignation	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre du palier (17x0.25)	4.25
Revêtement en carrelage horizontal (2x0.22)	0.44
Mortier de pose (2x0.2)	0.4
Lit de sable (2x0.17)	0.34
Enduit en plâtre (1.5x0.1)	0.15
Gt=	5.58

La charge totale pour une bande de 1m :

$$Q_u = (1.35 \times 5.58) + (1.5 \times 2.5) \times 1 = 11.28 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = (5.58 + 2.5) \times 1 = 8.08$$

**e-Détermination des sollicitations**

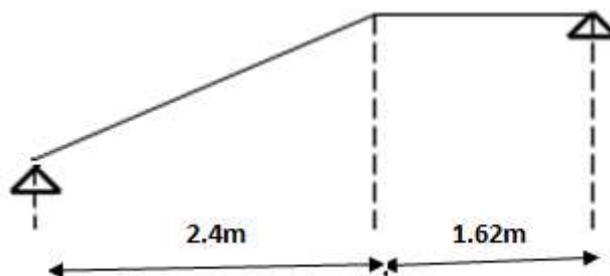


Schéma statique (KN/ml) :

$q_u=14.59 \text{ KN/ml}$

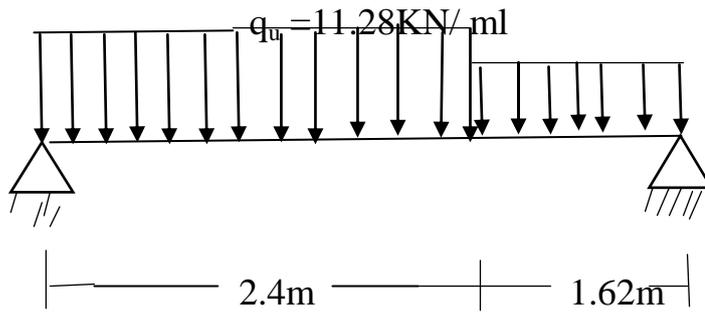
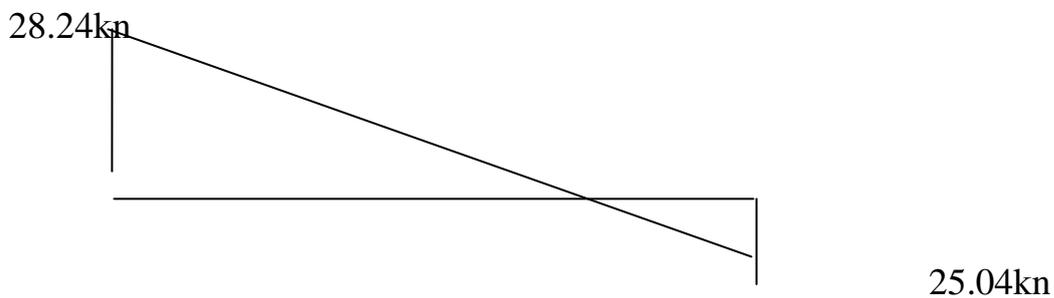


Figure III.4 : schéma des moments fléchissant et des efforts tranchants

Effort tranchant (KN/ml) :

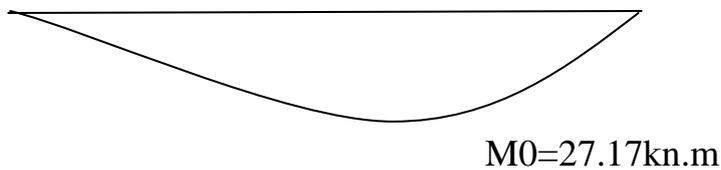
$M=33.71 \text{ KN.m}$



Moments corrigés (KN.m) :

0,40M<sub>0</sub> : en appuis      M<sub>0</sub>=27.17KN.m et X=1.93m

0,85M<sub>0</sub> : en travé



### 3.2.2. Résultats obtenus

E.L.U    M<sub>0</sub>=27.17kn.m    E.L.S    M<sub>ser</sub>=19.61kn.m

$$VA = 28.24KN$$

$$VA = 20.36KN$$

$$VB = 25.04KN$$

$$VB = 18KN$$

$$T_{max} = 28.24KN$$

$$T_{max} = 20.36KN$$

$$M_t = 0,85M_0 = 23.09 KN.m \quad M_t = 0,85M_0 = 16.66KN.m$$

$$M_a = 0,4M_0 = 10.87 KN.m \quad M_a = 0,4M_0 = 7.84 KN.m$$

### 3.2.3. Ferrailage

**a- En appuis : (les paliers) Ma=10.87 KN.m**

La section à ferrailer : (100x15) cm<sup>2</sup> avec : d=10.8cm

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{10.87 \cdot 10^3}{100 \cdot (10.8)^2 \cdot 14.17} = 0,066 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,96$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$As = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.87 \cdot 10^3}{0,96 \cdot 10.8 \cdot 348} = 3.06cm^2$$

Donc on adopte : **5T10/ml (S=3.92 cm<sup>2</sup>)**

**b-En travée : (volée) Mt=23.09 KN.m**

La section a ferrailé : (100x15) cm<sup>2</sup> avec : d=12.6cm

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{23.09 \cdot 10^3}{100 \cdot (12.6)^2 \cdot 14,17} = 0,102 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,94$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$As = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23.09 \cdot 10^3}{0,94 \cdot 12.6 \cdot 348} = 5.60 cm^2$$

Donc on adopte : **5T14/ml (S=6.16cm<sup>2</sup>)**

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / Fe = 0,23 \times 100 \times 12.6 \times 2,1 / 400 = 1,52cm^2$$

A<sub>cal</sub> > A<sub>min</sub> .....condition vérifier

- **Justification vis à vis de l'effort tranchant**

$$T = 28.24 KN$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{28.24 \cdot 10^3}{(100 \cdot 12.6) \cdot 10^2} = 0,224Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13f_{c28}, 5Mpa) = 3,25Mpa$$

$\tau = 0,224Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3,25Mpa$ .....condition vérifier

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = A_p / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2; \text{ soit } 4\text{T8/ml (S=2.01 cm}^2)$$

### 3.2.4 Vérification des contraintes à l'E.L.S

#### a. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \text{ Si } \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

#### b.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \gamma = \frac{27.17}{19.61}$$

$$\gamma = 1.38$$

$$\alpha = 0.134 < 0.44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### b.2 En appui :

$$\alpha = 0.08 < 0.44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

### 3.2.3. Etude de la poutre palière

#### 3.2.3.1. Dimensionnement

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10} \Leftrightarrow 18.33 \text{ cm} \leq h \leq 27 \text{ cm}$$

#### dition de RPA 99 Version 2003

$$h \geq 30 \quad , \quad b \geq 25$$

On prend :  $h = 30 \text{ cm}$  donc  $d = 0.9h = 27 \text{ cm}$

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

$$\frac{h}{b} = 1 < 4 ; \text{Condition vérifiée.}$$

### 3.2.2 Charges supportées par la poutre :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids du mur situé sur la poutre : } G_m = 9 \times 0,15 \times 1,59 = 2,14 \text{ kN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 2,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Réaction du palier : } R_b = 28.24 \text{ kN/m}$$

$$Q_u = (1,35 \times (2.25 + 2,14 + 28.24)) + (1,5 \times 2,50) = 47.8 \text{ kN/m}$$

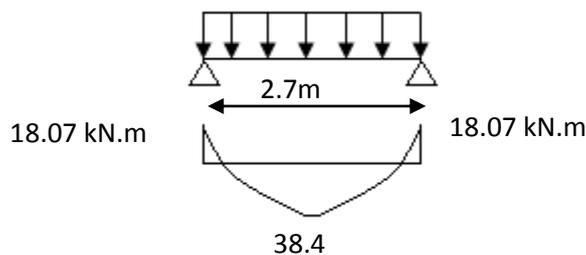
$$Q_{ser} = 2.25 + 2,14 + 2,50 + 28.24 = 35,17 \text{ kN/m}$$

### 3.2.3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{47.8 \times 2.75^2}{8} = 45.18 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 38.4 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 18.07 \text{ kN.m}$$



**Figure III.5 :** Diagramme des moments que subit la poutre palière.

### 3.2.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U

$$\text{On a: } b = 30 \text{ cm ; } h = 30 \text{ cm ; } d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 38.4 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{38.4 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,12 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,93$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{38.4 \times 10^3}{0,93 \times 27 \times 348} = 4,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 5T14 avec :  $A_{adm} = 6,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a 18,07 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,07 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,06 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,96$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,07 \times 10^3}{0,96 \times 27 \times 348} = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec :  $A_{adm} = 2,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

### 3.2.5. Les vérifications

a) Condition de non fragilité :

$$b) A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400} = 1,01 \text{ cm}^2$$

c)  $A_{s t} = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; *Condion vérifiée.*

$$A_{s a} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \textit{Condion vérifiée.}$$

## 3.2.5.1. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \text{ Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

En travée :

$$\gamma = 1,35$$

$$\alpha = 0,16 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En appui :

$$\alpha = 0,06 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

- Vérification l'effort tranchant:

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 65,72 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,09 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures transversales :

$$\phi = \min \left\{ \begin{array}{l} h/35 = 8,57 \text{ mm} \\ b/10 = 10 \text{ mm} \\ \phi_\ell = 14 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Soit  $\phi = 8 \text{ mm}$

Choix : 2T8  $\rightarrow 1,00 m^2$

• Calcul de l'espacement :

$$\delta_t \leq \min \begin{cases} \min (0,9 d , 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot 0,4} = 18,24 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot 0,3 f_e}{b_o \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = 23,88 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit  $\delta_t = 15 \text{ cm}$ .

3.3. Balcons

Introduction

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : assimilée à une console de portée de 1,20m.

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

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

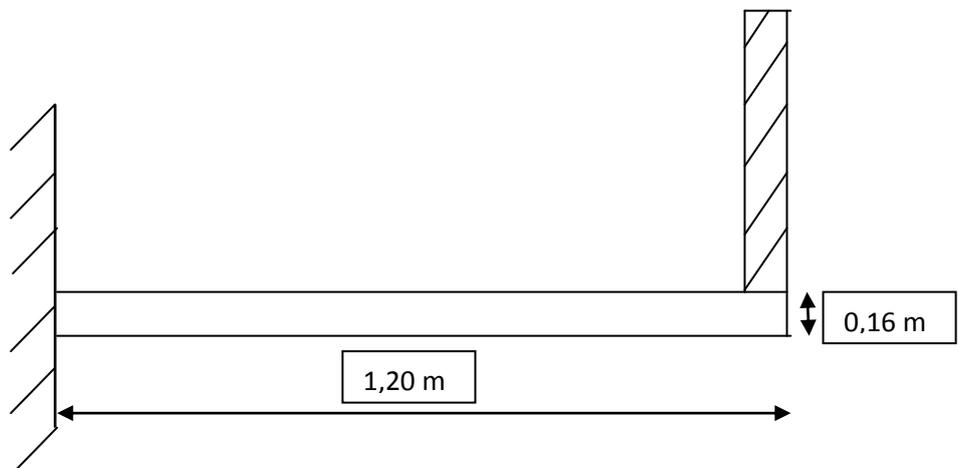
Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

3.3.1. Epaisseur de balcon

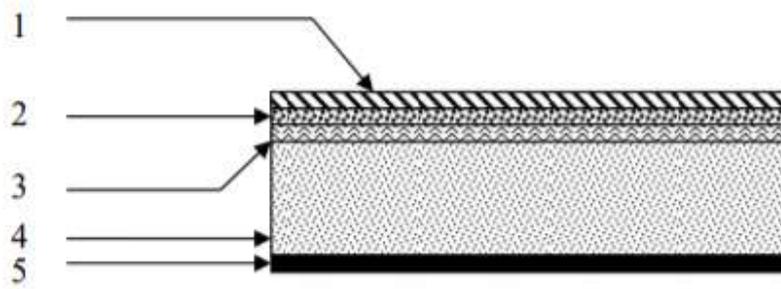
Isolation acoustique :  $e \geq 12 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 16 \text{ cm}$ .



Evaluation des charges :



1 : Carrelage.

2 : Mortier de pose.

3 : Lit de sable

4 : Dalle pleine.

5 : Enduit en plâtre.

✚ **Descente de charge :**

**Tableau III.1 :** Evaluation des charges pour le balcon

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	poids		Charges KN/M <sup>2</sup>
			KN/M <sup>2</sup>	KN/M <sup>3</sup>	
01	Carrelage	2	0,20	/	0,40
02	Mortier de pose	2	0,20	/	0,40
03	Lit de sable	2	/	0,18	0,36
04	Dalle pleine	16	0,25	/	4,00
05	Enduit en plâtre	2	0,10	/	0,20

Poids propre  $G = 5.36 \text{ KN/m}^2$

Surcharge  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaison des charges**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.49 \text{ KN/m}^2$$

Charge par ml:  $Q_u = 12.49 \times 1 = 12.49 \text{ KN/ml}$

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 5,36 + 3,50 = 8,86 \text{ KN/m}^2$$

Charge par ml:  $Q_{\text{ser}} = 8,86 \times 1 = 8,86 \text{ KN/ml}$

**Calcul de la charge concentrée:**

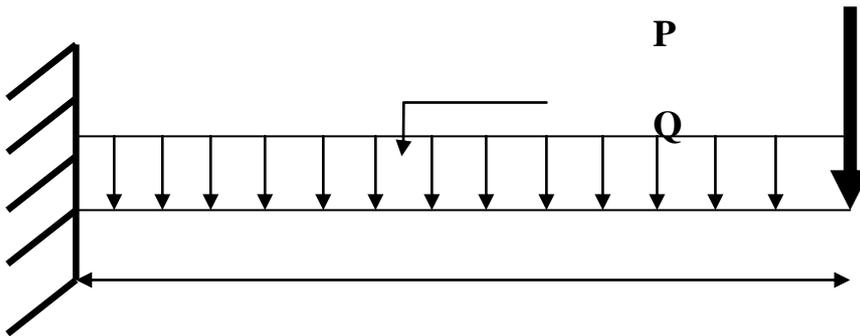
**Poids propre du mur en briques perforées:**

$$P = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 13 \times 0,1 \times 1 \times 1\text{m} = \mathbf{1,30 \text{ KN}}$$

$$P_u = 1,35P = \mathbf{1,76 \text{ KN}}$$

$$P_s = P = \mathbf{1,30 \text{ KN}}$$

➤ **Schéma statique :**



**3.3.2. Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max**

$$M_{\max} = -\frac{Qu \cdot L^2}{2} - Pu \cdot L = -\frac{12,49 \times 1,20^2}{2} - 1,76 \times 1,20 = \mathbf{11,10 \text{ KN.M}}$$

$$T_{\max} = Qu \cdot L + Pu = 12,49 \times 1,20 + 1,76 = \mathbf{16,75 \text{ KN}}$$

$$d = 0,9 h = \mathbf{14,4 \text{ cm}}$$

**Calcul du ferrailage :**

**b. E.L.U :**

$$\mu = \frac{11,10 \times 10^3}{100 \times (14,4)^2 \times 14,17} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 0,0510 \quad ; \quad \beta = 0,980$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11100}{0,980 \times 14,4 \times 348} = \mathbf{2,26 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,26 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = (0,23 \times 100 \times 14,4 \times 2,1) / 400 = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 3,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,74 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

**Donc on adopte : 4 T 12 ..... A = 4,52 cm<sup>2</sup>**

#### ➤ Espacement

$$s_t = \min (1,5 d ; 40 \text{ cm}) = \min (20 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}).$$

$$e = 20 \text{ cm}.$$

On prend :  $s_t = 25 \text{ cm}$ .

### Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{16,75 \times 10}{14,4 \times 100} = 0,11 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ MPA. (fissuration. préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,11 \text{ MPA} < 2,5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

**Donc on adopte : 4 T 8 ..... A = 2,01 cm<sup>2</sup>**

#### ➤ Espacement

$$s_t = \min (1,5 d ; 40 \text{ cm}) = \min (20 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}).$$

$$e = 20 \text{ cm}.$$

On prend :  $s_t = 25 \text{ cm}$ .

### 3.4. L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers les différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur.

### 3.4.1. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie.
- la cabine ou la benne.
- le contre poids.

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

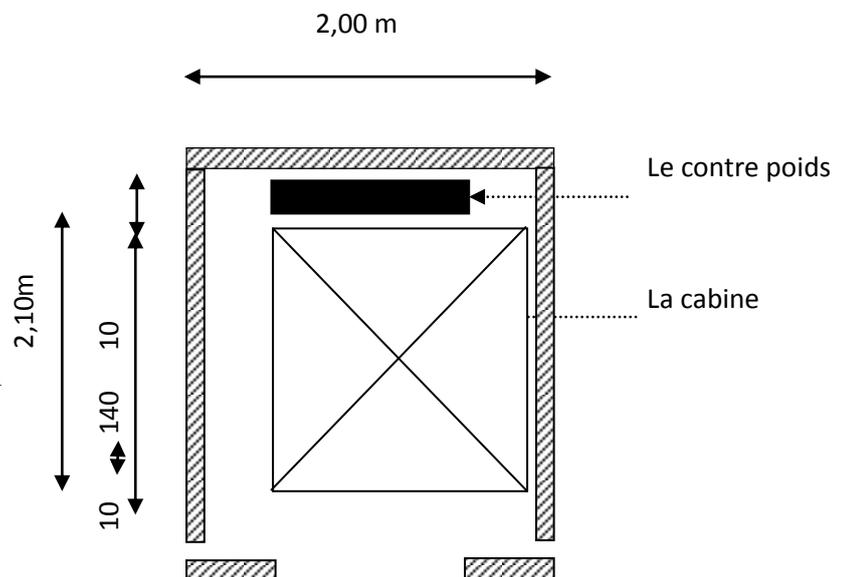
- $P_m$  « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- $Q$  : la charge en cabine
- $P_p$  : le poids de contrepoids tel que  $P_p = P_m + Q/2$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m<sup>2</sup>.

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur : 1,40 m
- profondeur : 1,40 m
- hauteur : 2,20 m
- la largeur de passage libre : 0,80 m
- la hauteur de passage libre : 2,00 m
- la hauteur de la course : 46.6 m



**Figure III.8 :** Coupe d'ascenseur

La surface latérale

$$S = (2 \times 1,40 + 1,40) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$$

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :

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

**a. Le poids mort**

**Tableau III.2 :** poids mort de l'ascenseur

Poids de la cabine: $S = (2 \times 1,40 + 1,40) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 8,80 \times 1,40 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 2,00 \times 2,10 = 4,20 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4,20 = 462 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4,40 = 88 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,40) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $= 0,20 \times 0,80 = 1,60 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,60 \times 25) = 120 \text{ kg}$

$$P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1170,8 \text{ kg}$$

-Le poids mort total est :

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1170,80 + \frac{675}{2} = 1508,30 \text{ kg}$$

**b. calcul de la charge de rupture**

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de la sécurité  $C_s$  est de 10 et le rapport  $D/d$

( $D$  : diamètre de la poulie et  $d$  : diamètre du câble)

Est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

On à :  $C_r = C_s \cdot M \dots \dots \dots (1)$

Avec  $C_s$  : coefficients de sécurité du câble

$C_r$  : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

$M$  : charge statique nominale portée par la nappe

$$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$$

$M_g$  : Poids du câble.

On néglige  $M_g$  devant  $(Q+P_m)$  ( $M_g \ll Q+P_m$ )  $\Rightarrow M=Q+P$

Donc  $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q+P) = 12(675+1170,8) = 22149,6 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être dévisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$$\Rightarrow C_r = \frac{22149,60}{0.85} = 26058,35 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est :  $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec  $m$  : type de moulage (2brins, 3brins, ...)

$n$  : nombre du câble

Pour un câble de  $d=12,22 \text{ mm}$  et  $m=2$  on a :  $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{26058,35}{8152 \times 2} = 1,60$$

Soit  $n = 2$  câbles.

Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

### c-Le poids des câbles ( $M_g$ )

$$M_g = m \times n \times L$$

$m$  : la masse linéaire du câble  $m=0,515 \text{ Kg/m}$

$L$  : longueur du câble = 46.6 m

$n$  : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 46.6 = 48 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1170,80 + 48 = 1893.8 \text{ kg}$$

### d-Vérification de $C_r$

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{27716,80}{1893.8} = 14,63 > 12 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### e-Calcul de la charge permanente total G

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) :  $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

- La charge permanente totale :  $G = 1170,80 + 1508,30 + 1200 + 48 = 3927,1 \text{ kg}$
- la surcharge :  $Q = 675 \text{ kg}$

### 3.4.2 À L'ELU

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6314.08 \text{ kg}$$

- **Vérification de la dalle au poinçonnement**

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée Par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

La charge totale ultime :  $q_u = 6314.08\text{kg}$

Chaque appui reçoit le  $\frac{1}{4}$  de cette charge  $q_u$

Soit :  $q_0$  la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6314.08}{4} = 1578.52 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

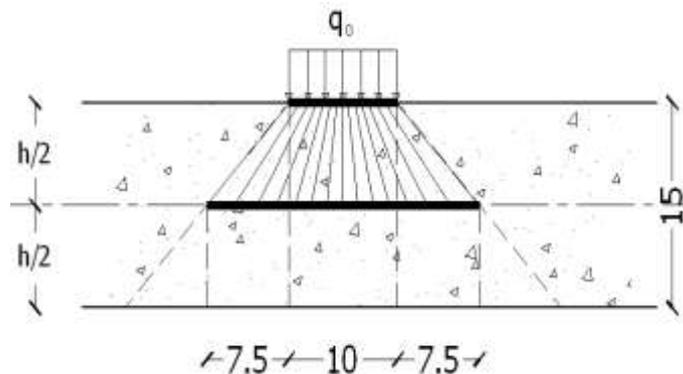
$$q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec :}$$

$q_u$  : charge de calcul à l'E.L.U

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle.

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$



$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15\text{cm}$$

$$\begin{cases} U = a + h_0 = 10 + 15 = 25\text{cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 15 = 25\text{cm} \end{cases}$$

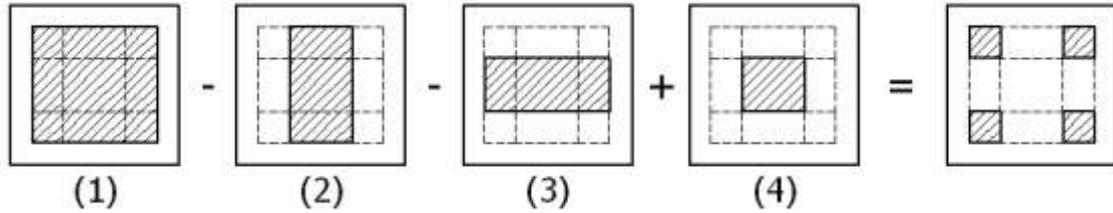
$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100\text{cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250,00\text{kg}$$

$$\Rightarrow q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 11250,00\text{kg} > q_0 = 1576,74\text{kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

• Evaluation des moments dus aux charges concentrées



• Distances des rectangles

- le rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 125 \text{ cm} \\ V = 135 \text{ cm} \end{cases}$$

- le rectangle (2):

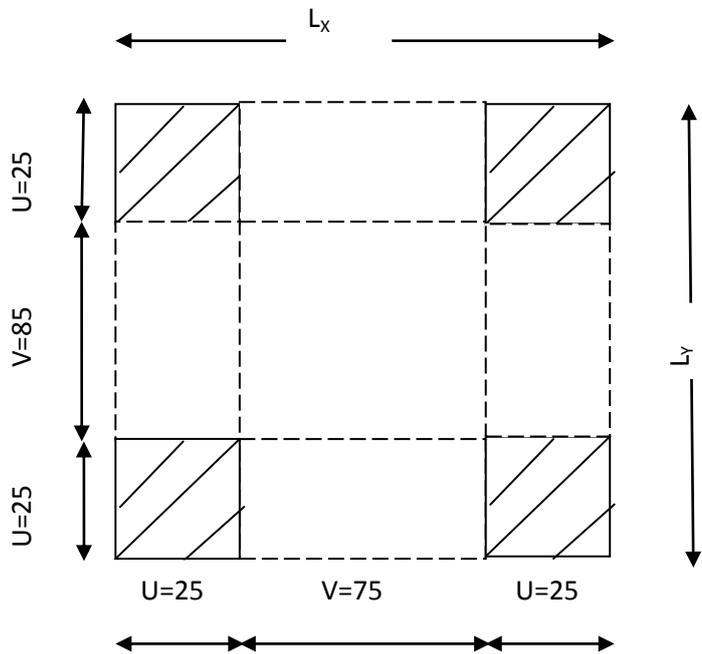
$$\begin{cases} U = 75 \text{ cm} \\ V = 135 \text{ cm} \end{cases}$$

- le rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 125 \text{ cm} \\ V = 85 \text{ cm} \end{cases}$$

-le rectangle (4):

$$\begin{cases} U = 75 \text{ cm} \\ V = 85 \text{ cm} \end{cases}$$



• Les moments suivant les deux directions

**A L'ELS**

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu M_2)P \\ M_y = (M_2 + \nu M_1)P \end{cases}$$

Avec  $\nu$  : coefficient de Poisson

**A L'ELU: ( $\nu = 0$ )**

$$\begin{cases} M_n = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$P = P'.S$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x25) cm<sup>2</sup> est :

$$P' = \frac{q_{\mu}}{u.v} = \frac{1576,74}{0,25.0,25} = 25256.34 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : Lx=2,00m ; Ly=2,10m

**Tableau III.3** :calcul des moments isostatiques a l'ELU

Rect	u	v	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S (m <sup>2</sup> )	P'	P=P'.S	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
								(Kg/m <sup>2</sup> )	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	125	135	0,63	0,64	0,072	0,071	1,69	25256.34	42683.21	3073.19	3030.51
2	75	135	0,38	0,64	0,092	0,099	1,01	25256.34	25509	2346.82	2525.39
3	125	85	0,63	0,41	0,081	0,084	1,06	25256.34	26771.72	2168.51	2248.82
4	75	85	0,38	0,41	0,105	0,121	0,64	25256.34	16164.06	1697.22	1955.85

- **Les moments dus aux charges concentrées**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 255.08 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 212.15 \text{ Kg.m}$$

- **Moments dues aux charges reparties (poids propre)**

- **Chargement**

Lx=2,00 m

Ly=2,10 m

h<sub>0</sub>=15 cm

- Poids propre : G=0,15 x 2500 = 375 kg/m

- Charge d'exploitation : Q = 100 Kg /m

**a-À L'ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg/m}$$

- **Sollicitations**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,00}{2,10} = 0,95 > 0,4 \Rightarrow$$

La dalle travaille suivant les deux sens

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$\alpha = 0,95$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 107,63 \text{ kg.m/m} \\ M_{y2} = 95,59 \text{ kg.m/m} \end{cases}$$

• **Les moments appliqués à la dalle**

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 255,08 + 107,63 = 362,71 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 212,15 + 95,59 = 307,7 \text{ kg.m/m}$$

• **Moments retenus**

**En travée**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0X} = 272,02 \text{ Kg.m/m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0Y} = 230,80 \text{ Kg.m/m}$$

**En appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0X} = 181,35 \text{ kg.m/m}$$

• **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait sur une bande de (1m) de largeur

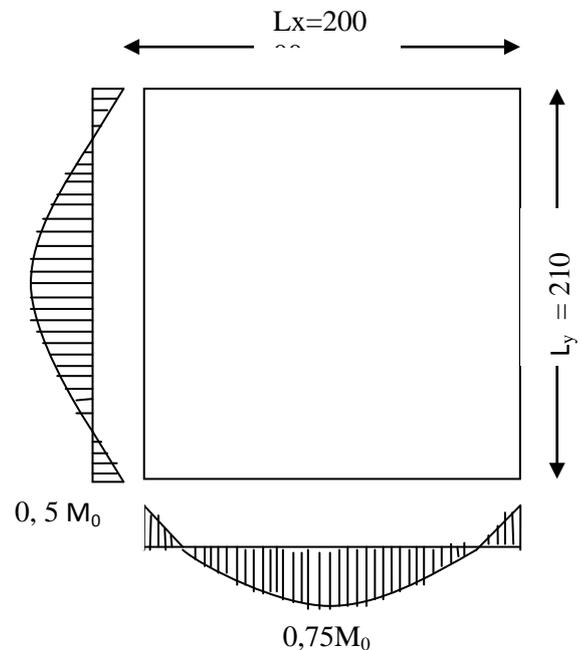
**Avec :**

- Largeur de la poutre  $b = 100 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la section  $h = 15 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$ .
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400 \text{ Mpa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ,  $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$ .
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

• **En travée**

**Sens Lx**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,23 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 20 \text{ cm} \end{cases}$$



**Sens Ly**

$$A_{t_y} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \left\{ \begin{array}{l} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow$$

- **En appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 1,23 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \quad 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Justification vis-à-vis de l'effort tranchant**

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

avec :  $\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \cdot d}$ ; et  $\bar{\tau} = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0,13 f_{c_{28}}; 5 \text{ Mpa})$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \\ V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

- **Efforts tranchants dus aux charges réparties**

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} V_x = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{2,00}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,95}{2}} = 4,45 \text{ KN} \\ V_y = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{2,00}{3} = 4,38 \text{ KN} < V_x \end{cases}$$

- **Efforts tranchants dus aux charges localisées**

$$V_u = V_v = \frac{p_u}{3 \cdot u} = \frac{1576,74 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 21,02 \text{ KN}$$

- **Efforts tranchants total  $V_{\text{tot}}$**

**Sens Lx**

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 4,45 + 21,02 = 25,47 \text{ KN}$$

Sens Ly :

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 4,38 + 21,02 = 25,4 \text{ KN}$$

D'où :

$$V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x}, V_{\text{tot}y}) = \max(25,47; 25,4) = 25,47 \text{ KN}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{25,47.10^3}{1000.135} = 0,189 \text{ MPa.}$$

on doit vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{ulim} = \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa}) \times k$$

$$\text{avec : } k = \min\left(\frac{10.h_0}{3}; 1\right) = \min(0,5 ; 1) \Rightarrow k = 0,5$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{ulim} = \min(3,25; 5) \times 0,5 \Rightarrow \bar{\tau}_{ulim} = 1,63 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,189\text{MPa} < \bar{\tau}_{ulim} = 1,63 \text{ MPa}.....\text{condition vérifiée}$$

- le bétonnage ce fait sans reprise sur tout la hauteur

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 3.4.3. Les vérifications à L'E.L.S

#### Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

##### a. charge localisée :

$$M_{0x} = (M_1 + V M_2) p'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + V M_1) p'_{ser}$$

$$\text{Avec : } v = 0,2$$

$$P'_{ser} = q_{ser} . S' = \frac{P_{aser}}{u.v} . S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u.v} ; P_{aser} = (G + Q) . \frac{1}{4}$$

$$P_{aser} = (3921,81 + 675) . 1/4 = 1149,20\text{kg}$$

$$\text{Donc : } q_{ser} = 1149,20 / (0,25)^2 = 18387,2 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 18387,2 . S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.4 :** calcul des moments isostatiques a l'ELS

Rect	u	V	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S (m <sup>2</sup> )	P'	P=P'.S	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
								(Kg/m <sup>2</sup> )	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	125	135	0,63	0,64	0,072	0,071	1,69	25256.34	42683.21	3073.19	3030.51

2	75	135	0,38	0,64	0,092	0,099	1,01	25256.34	25509	2346.82	2525.39
3	125	85	0,63	0,41	0,081	0,084	1,06	25256.34	26771.72	2168.51	2248.82
4	75	85	0,38	0,41	0,105	0,121	0,64	25256.34	16164.06	1697.22	1955.85

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 216,6 \text{ Kg.m/m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 191,6 \text{ Kg.m/m}$$

**b- Moment due aux charges réparties (E.L.S)**

$$G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2; h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2.$$

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,95 > 0,4 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,95 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,9236 \end{cases}$$

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0483 \times 475 \times 2,00^2 = 91,77 \text{ kg/m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 0,9236 \times 91,77 = 84,76 \text{ kg.m/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 216,6 + 91,77 = 308,37 \text{ Kg.m/m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 191,6 + 84,76 = 276,36 \text{ Kg.m/m}$$

**Les moments en travées et en appuis**

$$M_{lx} = 0,75 M_{0x} = 231,28 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ly} = 0,75 M_{0y} = 207,27 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 154,19 \text{ Kg.m}$$

**Vérification des contraintes dans le béton**

**a-Suivant  $L_x$**

**En travées**

$$M_{tx} = 2312,8 \text{ N.m} ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

**Position de l'axe neutre (y)**

$$Y = by^2/2 + nA_s' (y-d) - nA_s (d-y) = 0$$

On a :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \Rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

### Calcul du moment d'inertie

#### La contrainte dans le béton $\sigma_{bc}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{2312,8}{6087,13} \times 3,13 = 1,19 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,19 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

#### En appuis

$$M_{app} = 1541,9 \text{ N.m} \quad A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

#### Position de l'axe neutre (y)

$$Y = 3,13 \text{ cm}$$

#### Moment d'inertie (I)

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14 (13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

#### La contrainte dans le béton $\sigma_{bc}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{1541,9}{6087,13} \times 3,13 = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

#### b-Suivant $L_y$

#### En travée

$$M_{t_y} = 2072,7 \text{ N.m} \quad ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

#### Position de l'axe neutre (y)

$$Y = \frac{by^2}{2} + nA_s' (y-d) - nA_s (d-y) = 0$$

$$\text{On a : } A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

$$D'où : 50y^2 + 47,1 y - 635,85 = 0 \Rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

### Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14(13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

### La contrainte dans le béton $\sigma_{bc}$ \*

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{2072,7}{6087,13} \times 3,13 = 1,07 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,07 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

### Longueur de scellement

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total Fe400 ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$ .

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$$

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max (L_s ; 0,2 L_x) = \max (40 \text{ cm} ; 42 \text{ cm}).$$

$$\text{Donc ; } L_1 = 42 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s ; L_1/2) = \max (40 \text{ cm} ; 22,5 \text{ cm})$$

$$\text{Donc ; } L_2 = 40 \text{ cm.}$$

### Arrêt des barres en travée dans les deux sens

Les armatures en travées doivent être présentées une disposition alternative d'une manière un barre prolongé jusqu'à l'axe d'appui (poutre) et l'autre on peut l'arrêté à une distance de  $L/10$  de la portée  $L/10 = 210/10 = 21 \text{ cm}$

Soit la distance d'arrêté des barres et 25cm

### Armatures finales

Suivant  $L_x$   $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 4T10 /mL avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 /\text{mL} \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

Suivant  $L_y$   $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 4T10 /mL avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 /\text{mL} \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

**3.4.4 : Voile de la cage d'ascenseur**

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur du voile doit être  $\geq 15$  cm.

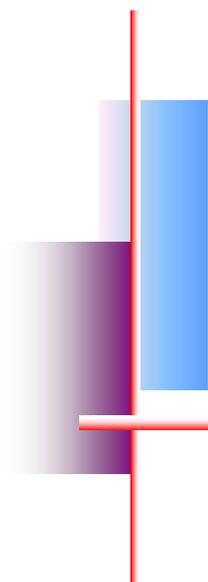
On adopte une épaisseur  $e_p = 15$  cm.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par :

$$A_{\min} = 0,1 \% \times b \times h = 0,1.0,01.100.20 = 2,0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10/ml soit (Adoptée =  $3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )

L'espacement  $S_t = 20$  cm.



# Chapitre IV



## ETUDE DES PLANCHERS

4.1. Etude des planchers

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions  $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$ , avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

➤ **Dalle à corps creux**

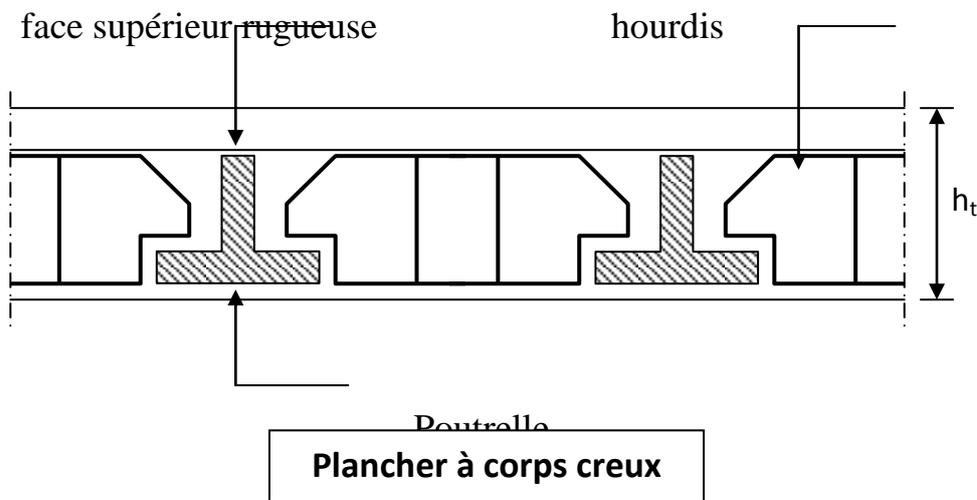


Figure IV.1 : Plancher a corps creux

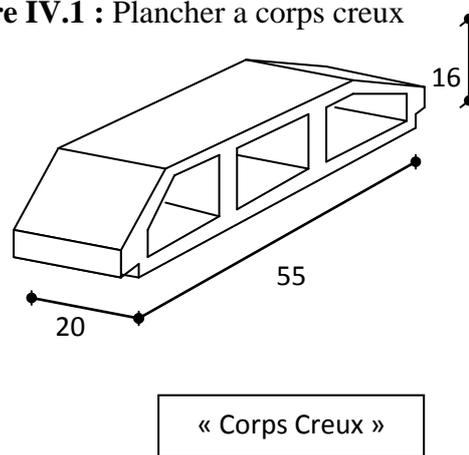


Figure IV.2 : Corps Creux

## 4.2. Dimensionnement des poutrelles

### A - Méthode de calcul :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- **Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91**, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

**1<sup>ère</sup> Condition :** .....  $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$

- Plancherterrasse :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.96, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ .....CV}$$

- Plancher étage courant :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.36, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ .....CV}$$

**2<sup>ème</sup> Condition :** .....  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

- $0.8 \leq \frac{325}{330} = 0.98 \leq 1.25 \text{ .....CV}$

- $0.8 \leq \frac{330}{384} = 0.85 \leq 1.25 \text{ .....CV}$

- $0.8 \leq \frac{384}{384} = 1.00 \leq 1.25 \text{ .....CV}$

**3<sup>ème</sup>. Condition :** les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante » .....CV

**4<sup>ème</sup>. Condition :** la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

—————> D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « **la méthode forfaitaire** ».

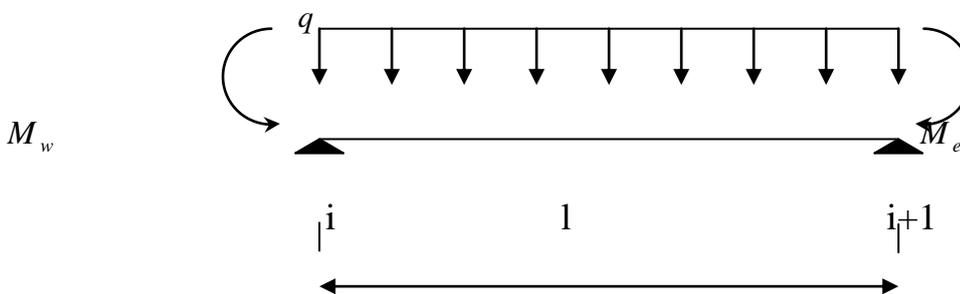
**B - Application de la méthode :**

Soit :  $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$  (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

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

$M_t$  : moment maximal dans la travée considérée.



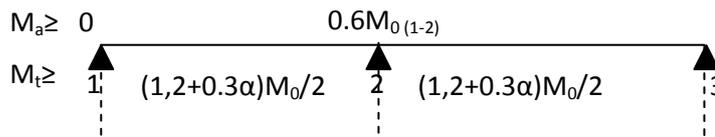
D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de  $M_w$ ,  $M_e$  et  $M_t$  doivent vérifié les contions **BAEL91** les valeurs de  $M_w$ ,  $M_e$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions :

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

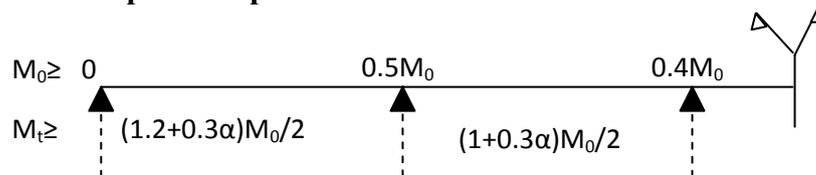
2 • 
$$\begin{cases} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{cases}$$

**- Les valeurs minimales des moments :**

- cas d'une poutre à deux travées :  $M_{0(1-2)} = \max(M_{01}; M_{02})$



- cas d'une poutre à plusieurs travées :

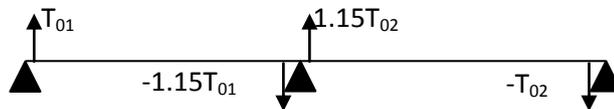


**Remarque :**

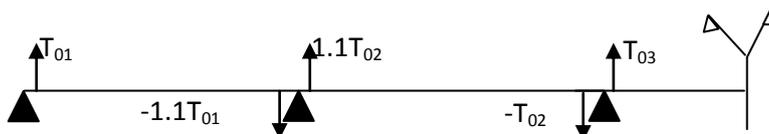
dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à :  $M_a = -0.15M_0$

**- Les efforts tranchants :**

- cas d'une poutre à deux travées :



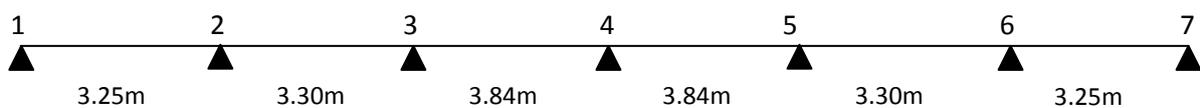
- cas d'une poutre à plusieurs travées :



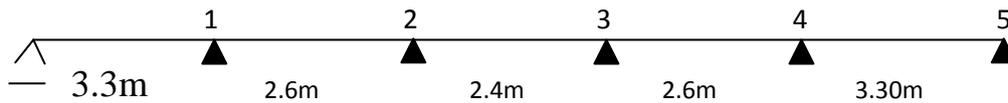
**a-Evaluation des charges :** (charge sollicitée sur les poutrelles)

**1- plancher terrasse :**

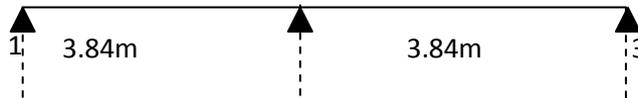
**Type 1 poutrelle à 06 travées**



**Type 2 poutrelles à 05 travées**



**Type 2 poutrelles à 02 travées**



**Type 1 poutrelle à 06 travées**

Charge permanente : .....  $G = 5.48 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : .....  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{1 + 5.48} = \mathbf{0.15}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) = (1 + 0.3 \times 0.15) = \mathbf{1.046}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) / 2 = (1 + 0.3 \times 0.15) / 2 = \mathbf{0.523}$$

$$(1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = (1.2 + 0.3 \times 0.15) / 2 = \mathbf{0.622}$$

**Calcul à l'état limite ultime :**

**Combinaison de charge :** ..... (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = 1.35 (5.48) + 1.5 (1) \times 0.65 = \mathbf{5.78 \text{ KN/ml}}$$

**Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_{o(3-4)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{5.78 \times (3.84)^2}{8} = \mathbf{10.65 \text{ KN.m}}$$

**Les moments sur appuis :**

$$Ma_1 = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 10.65 = \mathbf{1.6 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_2 = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 10.65 = \mathbf{5.32 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_3 = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 10.65 = \mathbf{4.26 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_4 = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 10.65 = \mathbf{4.26 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_5 = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 10.65 = \mathbf{4.26 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_6 = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 10.65 = \mathbf{5.32 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_7 = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 10.65 = \mathbf{1.6 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments en travée :**

**Travée (1-2):** travée de rive

$$Mt_{(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (10.65) - (1.6+5.32)/2 = 7.72 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.15) \times 10.65/2 = 6.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(1-2)} = Mt_{(6-7)} = 7.72 \text{ KN.m}}$$

**Travée (2-3) (5-6):** travée intermédiaire

$$Mt_{(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (10.65) - (5.32+4.26)/2 = 6.4 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.15) \times 10.65/2 = 5.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(2-3)} = Mt_{(5-6)} = 6.4 \text{ KN.m}}$$

**Travée (3-4),(4-5):** travée intermédiaire

$$Mt_{(3-4)} : \max \begin{cases} 1.05 (10.65) - (4.26+4.26)/2 = 6.92 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.15) \times 10.65/2 = 5.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(3-4)} = Mt_{(4-5)} = 6.92 \text{ KN.m}}$$

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 5.78 \times 3.25/2 = \mathbf{9.39 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 9.39 = \mathbf{10.44 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 5.78 \times 3.3/2 = \mathbf{10.49 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 5.78 \times 3.3/2 = \mathbf{9.537 \text{ KN}}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L/2 = 5.78 \times 3.84/2 = \mathbf{11.09 \text{ KN}}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L/2 = 5.78 \times 3.8/2 = \mathbf{11.09 \text{ KN}}$$

$$T_{w(4-5)} = q_u L/2 = 5.78 \times 3.8/2 = \mathbf{11.09 \text{ KN}}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L/2 = 5.78 \times 3.8/2 = \mathbf{11.09 \text{ KN}}$$

$$T_{w(5-6)} = q_u L/2 = 5.78 \times 3.3/2 = \mathbf{9.537 \text{ KN}}$$

$$T_{e(5-6)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 * 5.78 \times 3.3/2 = \mathbf{10.49 \text{ KN}}$$

$$T_{w(6-7)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 5.78 \times 3.25/2 = \mathbf{10.44 \text{ KN}}$$

$$T_{e(6-7)} = q_u L/2 = 5.78 \times 3.25/2 = \mathbf{9.39 \text{ KN}}$$

**Calcul à l'état limite de service :**

**Combinaison de charge :** ..... (le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 \Rightarrow q_s = (5.48+1) \times 0.65 = \mathbf{4.212 \text{ KN/m}}$$

**Moments isostatiques :**

$$M_0(3-4) = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.212 \times (3.84)^2}{8} = \mathbf{7.763 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments sur appuis :**

$$Ma_1 = 0.15 M_0(3-4) = 0.15 \times 7.763 = \mathbf{1.164 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_2 = 0.5 M_0(3-4) = 0.5 \times 7.763 = \mathbf{3.881 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_3 = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 7.763 = \mathbf{3.10 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_4 = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 7.763 = \mathbf{3.10 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_5 = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 7.763 = \mathbf{3.10 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_6 = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 7.763 = \mathbf{3.881 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_7 = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 7.763 = \mathbf{1.164 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments en travée :**

**Travée (1-2):** travée de rive

$$Mt_{(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.763) - (1.164 + 3.881)/2 = 5.60 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.15) \times 7.763/2 = 4.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(1-2)} = Mt_{(6-7)} = 5.60 \text{ KN.m}}$$

**Travée (2-3) (5-6):** travée intermédiaire

$$Mt_{(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.736) - (3.881 + 3.1)/2 = 4.63 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.15) \times 7.736/2 = 4.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(2-3)} = Mt_{(5-6)} = 4.83 \text{ KN.m}}$$

**Travée (3-4),(4-5):** travée intermédiaire

$$Mt_{(3-4)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.736) - (3.10 + 3.1)/2 = 5.02 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.15) \times 7.763/2 = 4.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(3-4)} = Mt_{(4-5)} = 5.02 \text{ KN.m}}$$

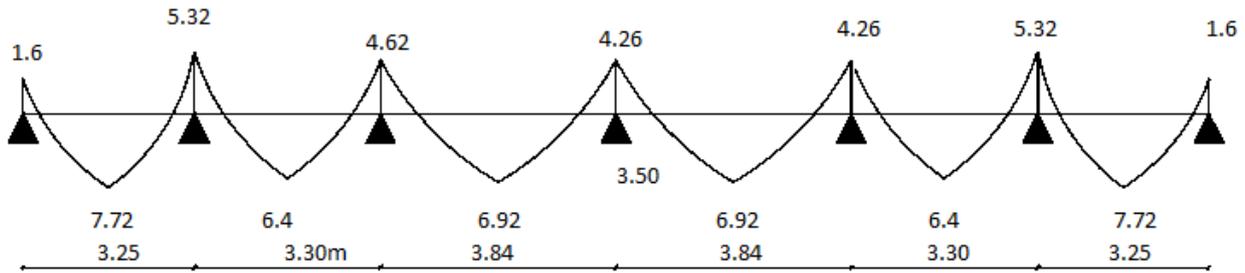


Diagramme des moments à l'E.L.U.

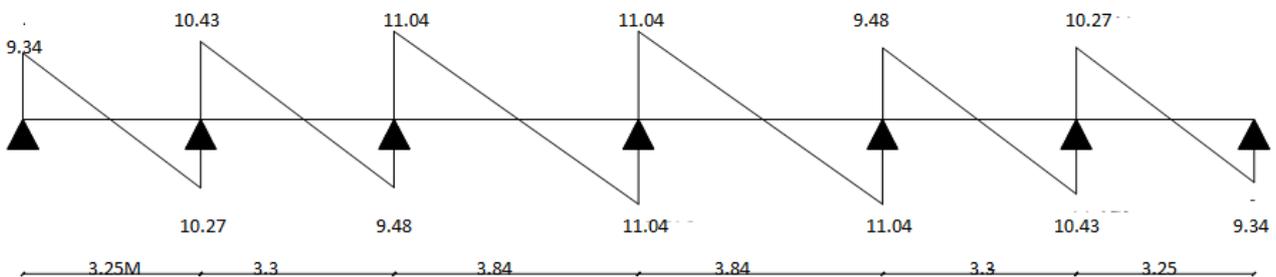


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

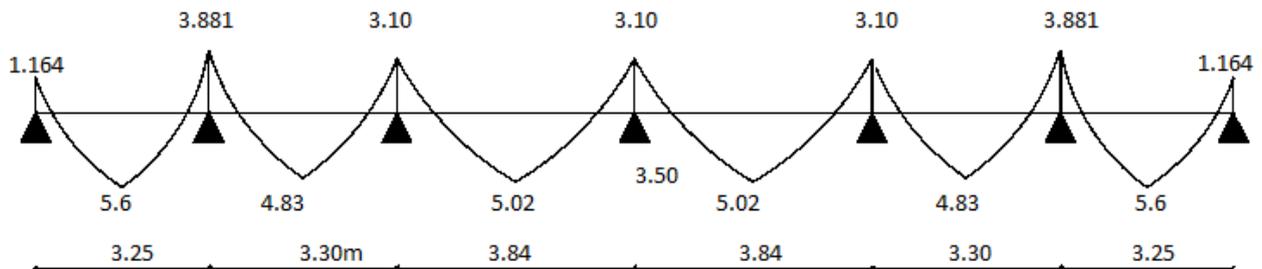


Diagramme des moments à l'E.L.S.

Type 2poutrelle à 05 travées

$$\bullet M_{o(3-4)} = \frac{Q_U x l^2}{8} = \frac{5.78 \times (3.30)^2}{8} = 7.86 \text{KN.m}$$

Calcul à l'état limite ultime :

• Les moments sur appuis :

$$Ma_1 = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 7.86 = \mathbf{1.18 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_2 = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 7.86 = \mathbf{3.93 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_3 = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 7.86 = \mathbf{3.14 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_4 = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 7.86 = \mathbf{3.14 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_5 = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 7.86 = \mathbf{3.93 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_6 = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 7.86 = \mathbf{1.18 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

**Travée (1-2),(6-5):** travée de rive

$$Mt_{(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.86) - (1.18+3.93)/2 = 5.7 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.15) \times 7.86/2 = 4.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(1-2)} = Mt_{(6-5)} = 5.7 \text{ KN.m}}$$

**Travée (2-3) (5-4):** travée intermédiaire

$$Mt_{(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.86) - (3.93+3.14)/2 = 4.718 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.15) \times 7.86/2 = 4.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Travée (4-3)** travée intermédiaire

$$Mt_{(4-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.86) - (3.14+3.14)/2 = 5.113 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.15) \times 7.86/2 = 4.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(4-3)} = 5.113 \text{ KN.m}}$$

• Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 5.78 \times 3.3/2 = \mathbf{9.537 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 5.78 \times 3.3/2 = \mathbf{10.49 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 5.78 \times 2.6/2 = \mathbf{8.265 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 5.78 \times 2.6/2 = \mathbf{7.514 \text{ KN}}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L/2 = 5.78 \times 2.4/2 = \mathbf{6.936 \text{ KN}}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L/2 = 1.1 \times 5.78 \times 2.4/2 = \mathbf{7.63 \text{ KN}}$$

$$T_{w(4-5)} = 1.1 q_u L/2 = 5.78 \times 2.6/2 = \mathbf{7.514 \text{ KN}}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L/2 = 5.78 \times 1.1 \times 2.6/2 = \mathbf{8.265}$$

$$T_{w(6-5)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 5.78 \times 3.3/2 = \mathbf{10.49 \text{ KN}}$$

$$T_{e(6-5)} = q_u L/2 = 5.78 \times 3.3/2 = \mathbf{9.537 \text{ KN}}$$

**Calcul à l'état limite de service :**

$$M_0(3-4) = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.212 \times (3.30)^2}{8} = \mathbf{5.73 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments sur appuis :**

$$M_{a1} = 0.15 M_0(3-4) = 0.15 \times 5.73 = \mathbf{0.85 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_0(3-4) = 0.5 \times 5.73 = \mathbf{2.865 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 5.73 = \mathbf{2.292 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 5.73 = \mathbf{2.292 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.5 M_0(3-4) = 0.5 \times 5.73 = \mathbf{2.865 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0.15 M_0(3-4) = 0.15 \times 5.73 = \mathbf{0.85 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

Travée (1-2),(6-5): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (5.73) - (0.85+2.865)/2 = 4.60 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.15) \times 5.73/2 = 3.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Mt (1-2) = Mt (4-5) = 4.60 KN.m**

Travée (2-3) (5-4): travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (5.73) - (2.865+2.292)/2 = 3.438 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.15) \times 5.73/2 = 2.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

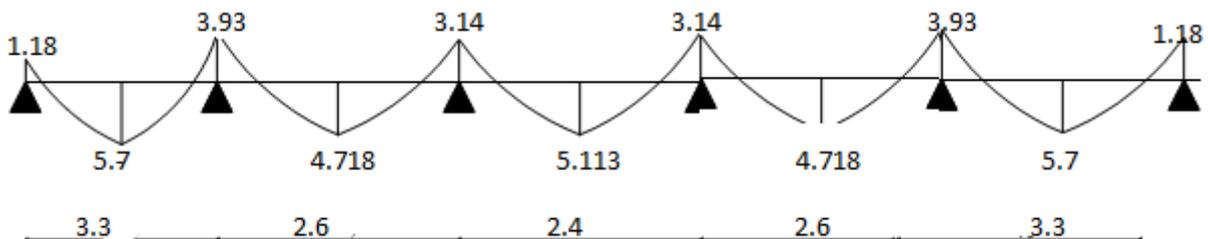
**Mt (2-3) = Mt (5-6) = 3.438 KN.m**

Travée (3-4): travée intermédiaire

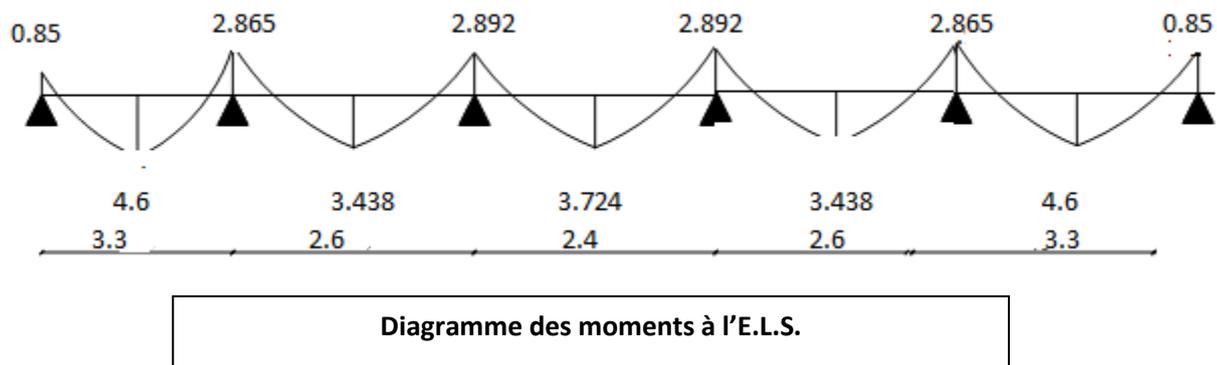
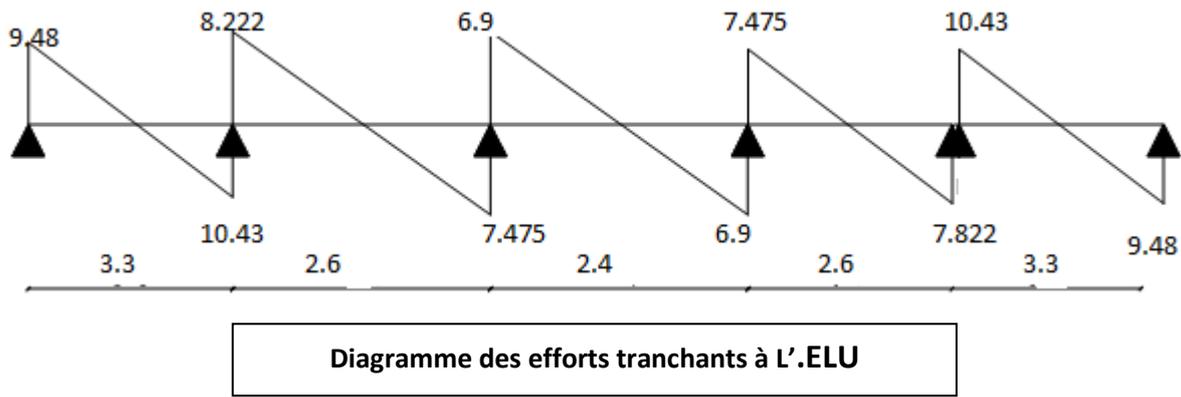
$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (5.73) - (2.292+2.292)/2 = 3.724 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.15) \times 5.73/2 = 2.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Mt (5-6) = 3.724 KN.m**

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :



**Diagramme des moments à L'.ELU**



Type 3poutrelle à 02 travées

Calcul à l'état limite ultime :

$$\bullet M_{0(1-2)} = \frac{Q_U x l^2}{8} = \frac{5.78 x (3.84)^2}{8} = 10.65 \text{ KN.m}$$

Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.2 M_{0(1-2)} = 0.2 x 10.65 = 2.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.6 M_{0(1-2)} = 0.6 x 10.65 = 6.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.2 M_{0(1-2)} = 0.2 x 10.65 = 2.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (10.65) - (2.13 + 6.39) / 2 = 6.92 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 x 0.15) x 10.65 / 2 = 6.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(2-3)} = 6.92 \text{ KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 5.78 \times 3.84 / 2 = \mathbf{11.09 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.15 \times 5.78 \times 3.84 / 2 = \mathbf{12.76 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.15 \times 5.78 \times 3.84 / 2 = \mathbf{12.76 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 5.78 \times 3.84 / 2 = \mathbf{11.09 \text{ KN}}$$

Calcul à l'état limite de service :

$$M_0(3-4) = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.212 \times (3.84)^2}{8} = \mathbf{7.76 \text{ KN.m}}$$

• Les moments sur appuis :

$$Ma_1 = 0.2 M_0(1-2) = 0.2 \times 7.76 = \mathbf{1.552 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_2 = 0.6 M_0(1-2) = 0.6 \times 7.76 = \mathbf{4.656 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_3 = 0.2 M_0(1-2) = 0.2 \times 7.76 = \mathbf{1.552 \text{ KN.m}}$$

$$Mt_{(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.76) - (1.552 + 4.656) / 2 = 5.044 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.15) \times 7.76 / 2 = 4.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$Mt_{(1-2)} = Mt_{(2-3)} = \mathbf{5.044 \text{ KN}}$$

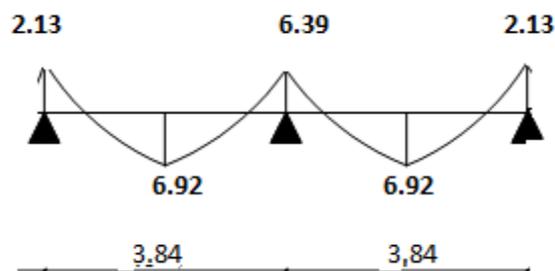


Diagramme des moments à L'.ELU

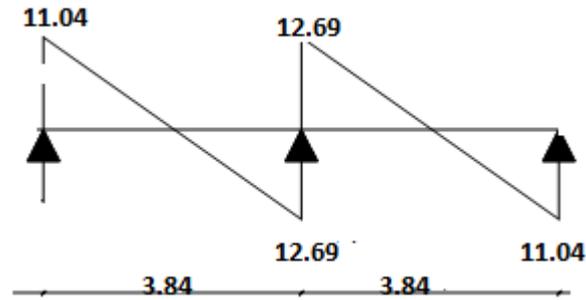


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

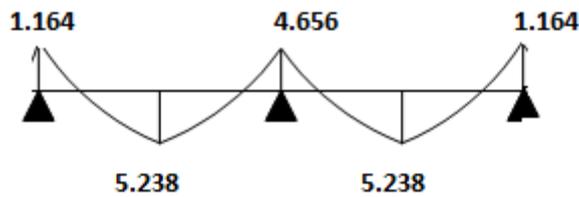


Diagramme des moments à l'E.L.S.

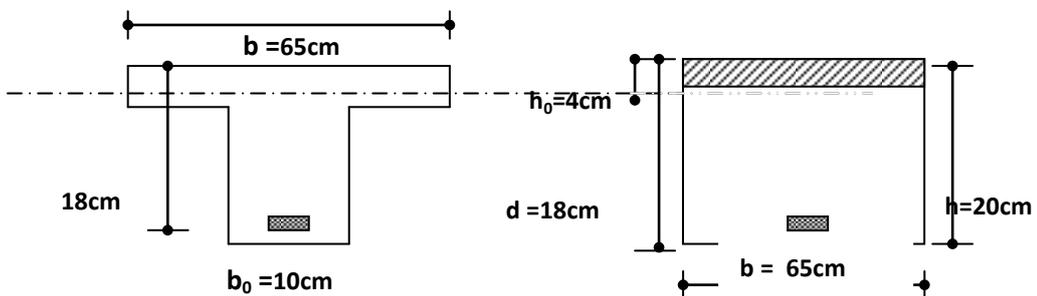
Détermination des armatures :

-le moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 \cdot (0,18 - 0,02) \cdot 10^3 = 61.152 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max} = 7.72 \rightarrow$  Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire :  $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$



pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.72}{14.2 \times 1000 \times 0.65 \times (0.18)^2} = 0.025 \leq 0.392$$

les armatures de la section comprimée n'existe pas.  $A_s = 0$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = 0.062$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.975d = 17.55 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7.92 \cdot 10000}{0.1755 \cdot 3.48 \cdot 1000} = 1.30 \text{ (CM}^2\text{)}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 2.1 \cdot 65 \cdot 18}{400} = 1.41 \text{ (CM}^2\text{)}$$

A adopte = max Acalcul, Amin=1.41(CM<sup>2</sup>)soit **3T10 (As=2.35 CM<sup>2</sup>)**

Les résultats dans le tableau :

**Tableau IV.1** : Détermination des armatures des Poutrelles du plancher terrasse

	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>	A <sub>dopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Appuis	6.39	10	18	0.194	0,180	16.7	1.1	0,23	<b>1T12=1,13</b>
traveès	7.92	65	18	0.025	0,062	17.55	1.30	1,41	<b>3T10=2,35</b>

**Vérification à l'E.L.U :**

**- condition de non fragilité :**

**- en travée :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2.1 / 400 = \mathbf{1,48 \text{ cm}^2}$$

$$2.35 \text{ cm}^2 \geq 1.48 \text{ cm}^2$$

**-sur appui :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot 2.1 / 400 = \mathbf{0,23 \text{ cm}^2}$$

$$1.13 \text{ cm}^2 \geq 0.22 \text{ cm}^2$$

**-Vérification contrainte tangentielle du béton :**

$$T_{u_{max}}=12.76KN$$

**\*fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2.f_{c28} / \gamma_b; 4MPA) = 3,33MPA$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{12.76.10^{-3}}{0,1.0,18} = 0,708MPA$$

$$\tau_u = 0,708MPA \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPA.....CV$$

**-Calcul des Armatures transversale :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(200 / 35; 100 / 10; 12)mm = 6,00mm$$

On adopte un cadre  $\phi 6$  1 cadre T6  $\longrightarrow$

$$\Rightarrow A_t = 1 T 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

**-Espacement des armatures transversales:**

$$S_t \leq \min(0, 9.d; 40cm) = \min(0, 9.x18; 40cm) = 116.2cm$$

On adopte:  $S_t=15cm$

**Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:**

**-sur appui :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0.0,9d} = 2x \frac{12.76}{0.1x0.9x0.18x1000} = 1,57MPA$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85x25}{1.5} = 14.7MPA$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,57MPA \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.7MPA.....CV$$

**Vérification à l'E.L.S :**

**-Vérification des contraintes :**

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

**En travée :**  $\alpha=0,062$ .

$$\gamma = 7.72/5.60439 \dots\dots\dots CV$$

**En Appui :**  $\alpha = 0,180$

$$\gamma = 6.39/4.656 = 1,372$$

$$(\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 \Rightarrow (1,372 - 1)/2 + 25/100 = 0,436$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,161 < 0,436 \dots\dots\dots CV$$

**Condition de la flèche :**

$$h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow 0.20/3.84 = 0,052 \geq 1/22.5 = 0,044 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow 0.20/3.84 = 0,052 \geq 7.72/15 \times 10.65 = 0,0483 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 2.35/10 \times 18 = 0,01 \leq 3.6/400 = 0,01 \dots\dots\dots CV$$

$\Rightarrow$  Donc le calcul de la flèche est inutile

**2-plancher de l'étage courant**

**Type 1 poutrelle à 06 travées**

Charge permanente : .....  $G = 5.48 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : .....  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{1.5 + 5.18} = \mathbf{0.22}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) = (1 + 0.3 \times 0.224) = \mathbf{1.067}$$

$$(1 + 0.3 \alpha)/2 = (1 + 0.3 \times 0.224)/2 = \mathbf{0.533}$$

$$(1.2 + 0.3 \alpha)/2 = (1.2 + 0.3 \times 0.224)/2 = \mathbf{0.633}$$

**Calcul à l'état limite ultime :**

**Combinaison de charge :** ..... (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = 1.35 (5.18) + 1.5 (105) \cdot 0.65 = \mathbf{6.00 \text{ KN/ml}}$$

**Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_{0(3-4)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{6x(3.84)^2}{8} = 11.06 \text{ KN.m}$$

**Les moments sur appuis :**

$$M_{a1} = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 11.06 = \mathbf{1.66 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 11.06 = \mathbf{5.53 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 11.06 = \mathbf{4.424 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 11.06 = \mathbf{4.424 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 11.06 = \mathbf{4.424 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 11.06 = \mathbf{5.53 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a7} = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 11.06 = \mathbf{1.66 \text{ KN.m}}$$

**• Les moments en travée :**

**Travée (1-2):** travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (11.06) - (1.66+5.53)/2 = 8.02 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.22) \times 11.06/2 = 7.00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(6-7)} = \mathbf{8.02 \text{ KN.m}}$$

**Travée (2-3) (5-6):** travée intermédiaire

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (11.06) - (5.53+4.42)/2 = 6.63 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.22) \times 11.06/2 = 7.00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(5-6)} = \mathbf{7.00 \text{ KN.m}}$$

**Travée (3-4),(4-5):** travée intermédiaire

$$M_{t(3-4)}: \max \begin{cases} 1.05 (11.06) - (4.42+4.42)/2 = 7.91 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.22) \times 11.06/2 = 7.00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(3-4)} = M_{t(4-5)} = 7.91 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 6 \times 3.25/2 = 9.75 \text{ KN}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 9.34 = 10.72 \text{ KN}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6 \times 3.3/2 = 10.89 \text{ KN}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6 \times 3.3/2 = 9.9 \text{ KN}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L/2 = 6 \times 3.84/2 = 11.52 \text{ KN}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L/2 = 6 \times 3.8/2 = 11.52 \text{ KN}$$

$$T_{w(4-5)} = q_u L/2 = 6 \times 3.8/2 = 11.52 \text{ KN}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L/2 = 6 \times 3.8/2 = 11.52 \text{ KN}$$

$$T_{w(5-6)} = q_u L/2 = 6 \times 3.3/2 = 9.9 \text{ KN}$$

$$T_{e(5-6)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6 \times 3.3/2 = 10.89 \text{ KN}$$

$$T_{w(6-7)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6 \times 3.25/2 = 10.72 \text{ KN}$$

$$T_{e(6-7)} = q_u L/2 = 6 \times 3.25/2 = 9.75 \text{ KN}$$

**Calcul à l'état limite de service :**

**Combinaison de charge :** ..... (le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 \Rightarrow q_s = (5.48+1) \times 0.65 = 4.212 \text{ KN/m}$$

**Moments isostatiques :**

$$M_0(3-4) = \frac{q_s L^2}{8} \frac{4.34 \times (3.84)^2}{8} = 8 \text{ KN.m}$$

• Les moments sur appuis :

$$Ma_1 = 0.15M_0(3-4) = 0.15 \times 8 = \mathbf{1.20 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_2 = 0.5M_0(3-4) = 0.5 \times 8 = \mathbf{4 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_3 = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 8 = \mathbf{3.20 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_4 = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 8 = \mathbf{3.2 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_5 = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 8 = \mathbf{3.2 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_6 = 0.5 M_0(3-4) = 0.5 \times 8 = \mathbf{4.00 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_7 = 0.15 M_0(3-4) = 0.15 \times 8 = \mathbf{1.20 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

**Travée (1-2):** travée de rive

$$Mt_{(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05(8) - (1.20+4)/2 = 5.8 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.22) \times 8/2 = 5.064 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(1-2)} = Mt_{(6-7)} = 5.8 \text{ KN.m}}$$

**Travée (2-3) (5-6):** travée intermédiaire

$$Mt_{(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05(8) - (4+3.2)/2 = 4.8 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.22) \times 8/2 = 4.264 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(2-3)} = Mt_{(5-6)} = 4.8 \text{ KN.m}}$$

**Travée (3-4),(4-5):** travée intermédiaire

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.05(8.00) - (3.2+3.2)/2 = 5.2 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.22) \times 8/2 = 4.264 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(3-4)} = Mt_{(4-5)} = 5.20 \text{ KN.m}}$$

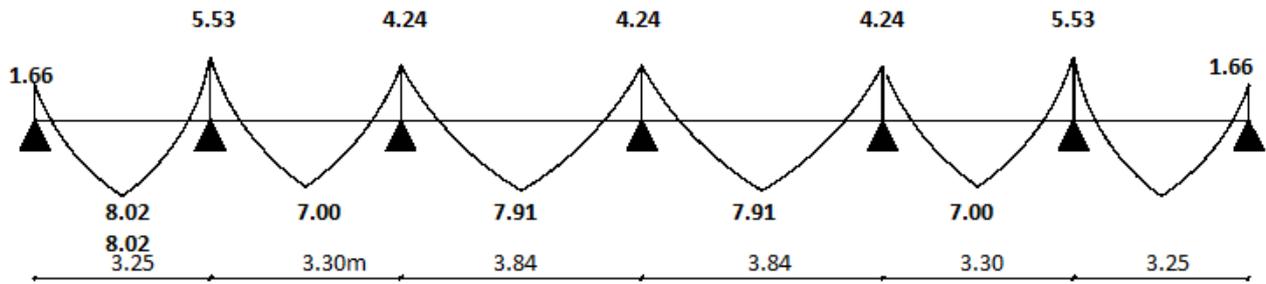


Diagramme des moments à l'E.L.U.

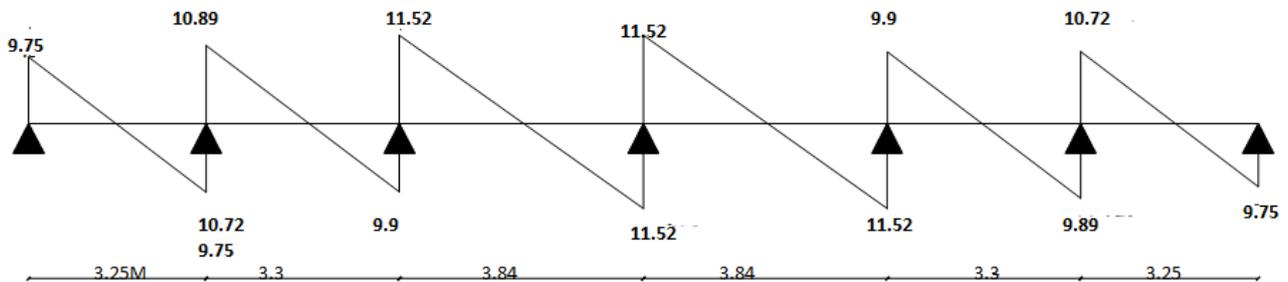


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

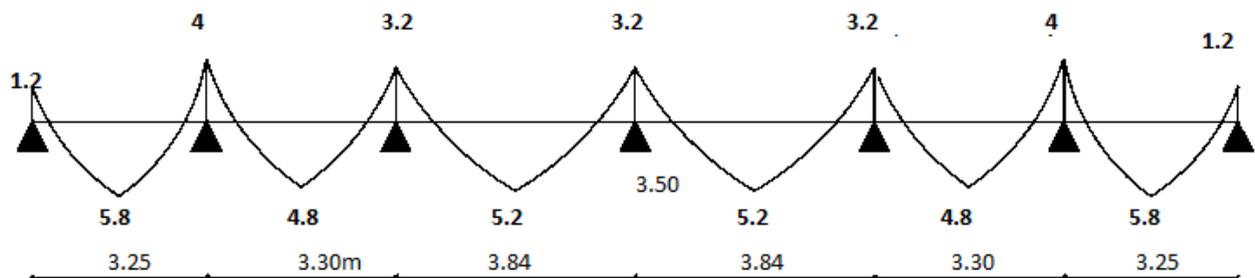


Diagramme des moments à l'E.L.S.

Type 2poutrelle à 05 travées

$$\bullet M_{o(3-4)} = \frac{Q_U x l^2}{8} = \frac{6x(3.30)^2}{8} = 8.167 \text{KN.m}$$

Calcul à l'état limite ultime :

• Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.15M_{o(3-4)} = 0.15 \times 8.167 = 1.225 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5M_{o(3-4)} = 0.5 \times 8.167 = 4.083 \text{ KN.m}$$

$$Ma_3 = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 8.167 = \mathbf{3.266 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_4 = 0.4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 8.167 = \mathbf{3.266 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_5 = 0.5 M_{0(3-4)} = 0.5 \times 8.167 = \mathbf{4.83 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_6 = 0.15 M_{0(3-4)} = 0.15 \times 8.167 = \mathbf{1.225 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments en travée :**

**Travée (1-2),(6-5):** travée de rive

$$Mt_{(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (8.167) - (1.225 + 4.083)/2 = 5.92 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.22) \times 8.167/2 = 5.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(1-2)} = Mt_{(6-5)} = 5.92 \text{ KN.m}}$$

**Travée (2-3) (5-4):** travée intermédiaire

$$Mt_{(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (8.167) - (3.266 + 4.083)/2 = 4.90 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.22) \times 8.167/2 = 4.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(2-3)} = 4.90 \text{ KN.m}}$$

**Travée (4-3)** travée intermédiaire

$$Mt_{(4-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (8.167) - (3.266 + 3.266)/2 = 5.30 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.22) \times 8.167/2 = 4.353 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(4-3)} = 5.30 \text{ KN.m}}$$

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w(1-2) = q_u L/2 = 6 \times 3.3/2 = \mathbf{9.9 \text{ KN}}$$

$$T_e(1-2) = 1.1 T_w(1-2) = 1.1 \times 6 \times 3.3/2 = \mathbf{10.89 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6 \times 2.6/2 = \mathbf{8.85 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6 \times 2.6/2 = \mathbf{7.8 \text{ KN}}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L/2 = 6 \times 2.4/2 = \mathbf{7.2 \text{ KN}}$$

$$T_{e(3-4)} = q_u L/2 = 1.1 \times 6 \times 2.4/2 = \mathbf{7.92 \text{ KN}}$$

$$T_{w(4-5)} = 1.1 q_u L/2 = 6 \times 2.6/2 = \mathbf{7.8 \text{ KN}}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L/2 = 6 \times 1.1 \times 2.6/2 = \mathbf{8.85}$$

$$T_{w(6-5)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6 \times 3.3/2 = \mathbf{10.89 \text{ KN}}$$

$$T_{e(6-5)} = q_u L/2 = 6 \times 3.3/2 = \mathbf{9.9 \text{ KN}}$$

**Calcul à l'état limite de service :**

$$M_0(3-4) = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.34 \times (3.30)^2}{8} = \mathbf{5.91 \text{ KN.m}}$$

**• Les moments sur appuis :**

$$Ma_1 = 0.15 M_0(3-4) = 0.15 \times 5.91 = \mathbf{0.886 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_2 = 0.5 M_0(3-4) = 0.5 \times 5.91 = \mathbf{2.955 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_3 = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 5.91 = \mathbf{2.364 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_4 = 0.4 M_0(3-4) = 0.4 \times 5.91 = \mathbf{2.364 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_5 = 0.5 M_0(3-4) = 0.5 \times 5.91 = \mathbf{2.955 \text{ KN.m}}$$

$$Ma_6 = 0.15 M_0(3-4) = 0.15 \times 5.91 = \mathbf{0.886 \text{ KN.m}}$$

**• Les moments en travée :**

**Travée (1-2),(6-5):** travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (5.91) - (0.86 + 2.955)/2 = 4.298 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.22) \times 5.91/2 = 3.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(4-5)} = \mathbf{4.298 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3) (5-4): travée intermédiaire

$$\begin{aligned}
 \text{Mt}_{(2-3)} : \max & \left\{ \begin{aligned} & 1.05 (5.91) - (2.955+2.364)/2 = 3.56 \text{ KN.m} \\ & (1+0.3 \times 0.22) \times 5.91/2 = 3.15 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \\
 & \mathbf{Mt}_{(2-3)} = \mathbf{Mt}_{(5-6)} = \mathbf{3.56 \text{ KN.m}}
 \end{aligned}$$

Travée (3-4): travée intermédiaire

$$\begin{aligned}
 \text{Mt}_{(2-3)} : \max & \left\{ \begin{aligned} & 1.05 (5.91) - (2.364+2.364)/2 = 3.841 \text{ KN.m} \\ & (1+0.3 \times 0.22) \times 5.91/2 = 3.15 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \\
 & \mathbf{Mt}_{(5-6)} = \mathbf{3.841 \text{ KN.m}}
 \end{aligned}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

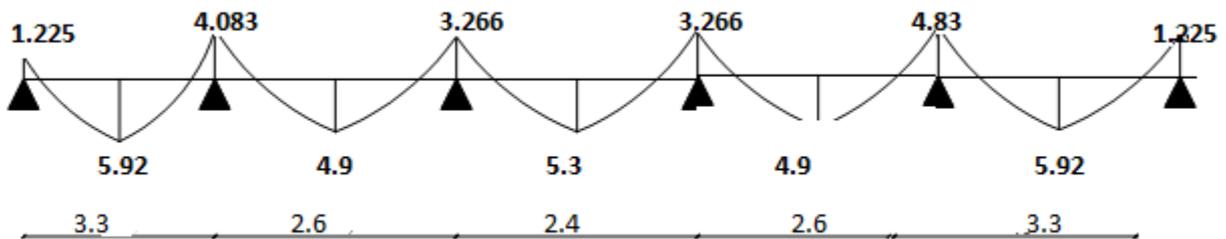


Diagramme des moments à L'.ELU

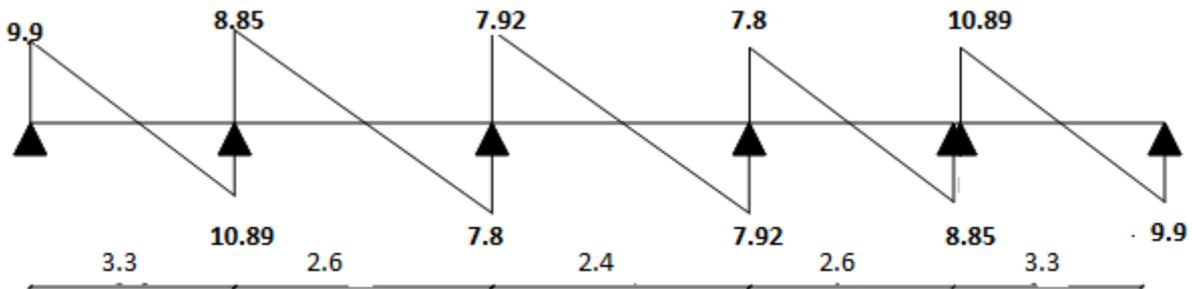


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

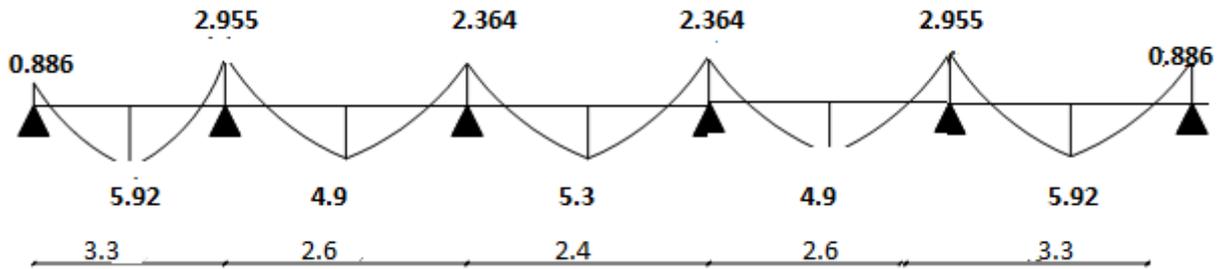


Diagramme des moments à l'E.L.S.

Type 3poutrelles à 02 travées

Calcul à l'état limite ultime :

•  $M_{0(1-2)} = \frac{Q_u x l^2}{8} = \frac{6x(3.84)^2}{8} = 11.06 \text{ KN.m}$

Les moments sur appuis :

$M_{a1} = 0.2M_{0(1-2)} = 0.2x11.06 = 2.212 \text{ KN.m}$

$M_{a2} = 0.6M_{0(1-2)} = 0.6x 11.06 = 6.636 \text{ KN.m}$

$M_{a3} = 0.2 M_{0(1-2)} = 0.2x11.06 = 2.212 \text{ KN.m}$

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (11.06) - (2.212+6.636)/2 = 7.189 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3x0.22) x11.06/2 = 7.00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(1-2)} = M_{t(2-3)} = 7.189 \text{ KN.m}$

• Calcul des efforts tranchant :

$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 6x3.84/2 = 11.52 \text{ KN}$

$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.15x6x3.84/2 = 12.672 \text{ KN}$

$T_{w(2-3)} = 1.1q_u L/2 = 1.15x6x3.84/2 = 12.672 \text{ KN}$

$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6x3.84 /2 = 11.52 \text{ KN}$

Calcul à l'état limite de service :

$$M_0 (3-4) = \frac{q_s L^2}{8} \frac{4.34 \times (3.84)^2}{8} = 8 \text{ KN.m}$$

• Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.15 M_{0(1-2)} = 0.2 \times 8 = 1.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{0(1-2)} = 0.6 \times 8 = 4.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.2 \times 8 = 1.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} : \max \begin{cases} 1.05 (8) - (1.6+4.8)/2 = 5.2 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.2) \times 8/2 = 5.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(2-3)} = 5.2 \text{ KN.m x}$$

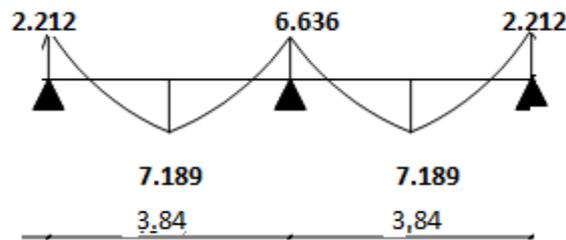


Diagramme des moments à L'.ELU

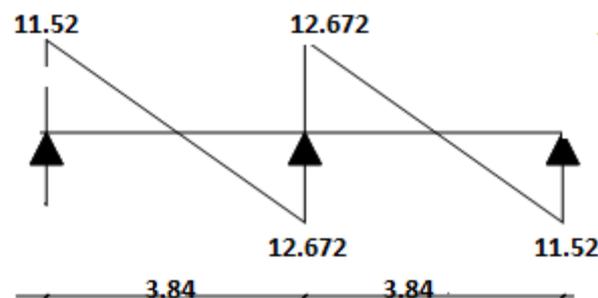


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

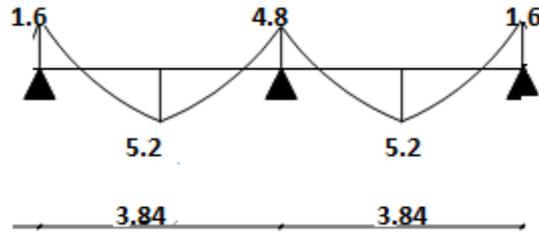


Diagramme des moments à l'E.L.S.

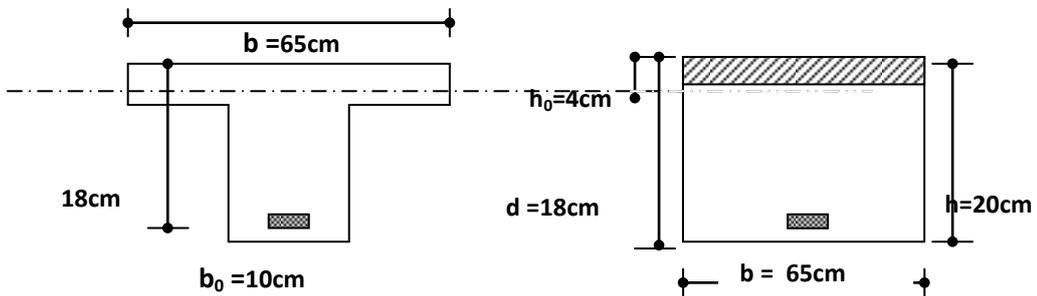
Détermination des armatures :

-le moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 \cdot (0,18 - 0,02) \cdot 10^3 = 61.152 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max} = 8.02 \rightarrow$  Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire :  $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$



pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.02}{14.2 \times 1000 \times 0.65 \times (0.18)^2} = 0.026 \leq 0.392$$

les armatures de la section comprimée n'existe pas.  $A_s = 0$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})}{0.8} = 0.034$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.986 d = 17.74 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8.02 \cdot 10000}{0.1774 \cdot 3.48 \cdot 1000} = 1.3 \text{ (CM}^2\text{)}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 2,1 \cdot 65 \cdot 18}{400} = 1,41 (\text{CM}^2)$$

A adopte = max Acalcul, Amin=1.41(CM<sup>2</sup>)soit **3T10** (A<sub>s</sub>=**2.35** CM<sup>2</sup>)

Les résultats dans le tableau :

**Tableau IV.2 : Détermination des armatures des Poutrelles du plancher terrasse**

	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>	A <sub>dopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Appuis	6.636	10	18	0.144	0,168	16.79	1.135	0,23	<b>2T10=1,5</b>
traveès	8.02	65	18	0.026	0,034	17.74	1.30	1,41	<b>3T10=2,35</b>

**Vérification à l'E.L.U :**

**- condition de non fragilité :**

**- en travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400 = \mathbf{1,48 \text{ cm}^2}$$

$$2,35 \text{ cm}^2 \geq 1,48 \text{ cm}^2$$

**-sur appui :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400 = \mathbf{0,23 \text{ cm}^2}$$

$$1,13 \text{ cm}^2 \geq 0,22 \text{ cm}^2$$

**-Vérification contrainte tangentielle du béton :**

$$T_{u_{\max}} = 12,672 \text{ KN}$$

**Fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2.f_{c28} / \gamma_b; 4MPA) = 3,33MPA$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{12.672.10^{-3}}{0,1.0,18} = 0,704MPA$$

$$\tau_u = 0,704MPA \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPA \dots\dots\dots CV$$

**-Calcul des Armatures transversale :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(200 / 35; 100 / 10; 12)mm = 6,00mm$$

On adopte un cadre  $\phi 6$  1 cadre T6  $\longrightarrow$

$$\Rightarrow A_t = 1 \text{ T } 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

**-Espacement des armatures transversales:**

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40cm) = \min(0,9 \times 18; 40cm) = 16.2cm$$

On adopte:  $S_t = 15cm$

**Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:**

**-sur appui :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0.0,9d} = 2x \frac{12.672}{0.1x0.9x0.18x1000} = 1,56MPA$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85x25}{1.5} = 14.7MPA$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,56MPA \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.7MPA \dots\dots\dots CV$$

**Vérification à l'E.L.S :**

**-Vérification des contraintes :**

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

**En travée :**  $\alpha = 0,034$ .

$$\gamma = 8.02 / 5.92 = 1,354$$

$$(\gamma-1)/2+f_{c28}/100 = (1.378-1)/2+25/100 = 0,427$$

$$\Rightarrow \alpha=0,034 \leq 0,427 \dots\dots\dots CV$$

**En Appui :**  $\alpha = 0,144$

$$\gamma=6.636/4.8=1.382$$

$$(\gamma-1)/2+f_{c28}/100 \Rightarrow (1,372 - 1)/2+25/100=0,441$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,144 < 0,436 \dots\dots\dots CV$$

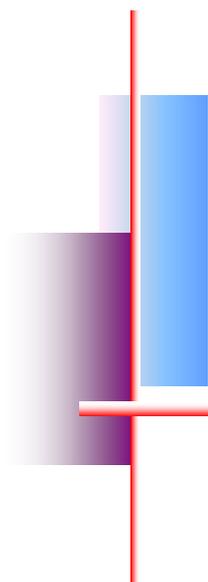
**Condition de la flèche :**

$$h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow 0.20/3.84 = 0,052 \geq 1/22.5 = 0,044 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow 0.20/3.84 = 0,052 \geq 8.02/15 \times 11.06 = 0,0483 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 2.35/10 \times 18 = 0,01 \leq 3.6/400 = 0,01 \dots\dots\dots CV$$

$\Rightarrow$  Donc le calcul de la flèche est inutile



# Chapitre V

---



# ETUDE SISMIQUE

## 5.1. Introduction

Un séisme est un phénomène naturel imprévu, il est le résultat d'une libération d'énergie potentielle accumulée dans les roches, provoqué par un jeu de mouvement des plaques tectoniques.

Ces mouvement engendrent des contraintes au niveau des lignes de contact des plaques (failles), lorsque ces sollicitations deviennent trop élevées et dépasse un certain seuil « la résistance au frottement des roches », une rupture brutale d'équilibre se produit et donnera naissance à des ondes dite « sismique » qui se propageront dans toutes les directions pour atteindre la surface du sol et crée un tremblement de terre.

Durant l'année 2014, le nord de l'Algérie a connu une activité sismique assez mouvementé de l'ordre de 80 tremblements de terre par mois selon le CRAAG

(Centre de recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique) dont certains ne sont pas ressentis par la population et pour cause ce phénomène n'est pas étranger à l'Algérie qui est située sur une zone sismique modéré.

Le séisme est pour une construction, une sorte d'épreuve de vérité au cours de la quelles sont infailliblement sanctionnés tous les manquements aux règles de bonne construction. Par conséquent, l'établissement d'une étude sismique approprié doit être obligatoire et avoir pour but de doter tout bâtiment construis d'une résistance efficace face aux forces sismique.

## 5.2. Etude sismique

L'étude sismique d'un ouvrage vise à déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure soumise à des vibrations Libres Non Amorties (**VLNA**) et à établir sa réponse. Cette étude consiste aussi à évaluer les efforts produits par l'action du séisme sur la structure étudié.

Les Règles Parasismique Algérienne (**RPA.99 V 2003**) préconise et fixe des méthodes de conception et de calcule d'ouvrage en zone sismique à adopter:

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique non linéaire Push-over.

### 5.2.1. Condition d'application

#### 5.2.1.1. La méthode statique équivalente

Elle est utilisé si :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (**paragraphe 3.5 du(RPA.99V2003)**) avec une hauteur au plus égale à 23m en zones I et II et à30m en zones III.

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (1), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :**

Tous groupes.

**Zone II :**

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 3.

**Zone III :**

Groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

**5.2.1.2. La méthode d'analyse dynamique modale spectrale**

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**5.2.1.3. La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes**

Elle peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au paravent les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

**5.3.Choix de la méthode de calcul**

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif, une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage.

Notre choix de calcul s'est porté sur la méthode d'analyse dynamique modale spectrale et pour cause :

Notre bâtiment appartient au groupe d'usage 2 avec une hauteur de 31,00m, hors il est supérieur à la hauteur de 23 m exigé par l'article **4.1.2** du **RPA99V2003**.

Notre ouvrage présente une configuration irrégulière en plan d'après l'article **3.5.1** du même règlement d'où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Toutefois, Les résultats de la méthode statique équivalente seront utilisés uniquement pour la vérification de la condition tirée de l'article **4.3.6** du **RPA99V2003**.

Il nous a semblé aussi que le logiciel de calcul (**ETABS**) était le plus adapté pour la modélisation de notre structure. Une brève présentation de ce logiciel.

## 5.4. Présentation du logiciel ETABS

**ETABS** (**E**xtended **3D** **A**nalysis of **B**uilding **S**ystèmes) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de plusieurs types de structures.

## 5.5. Principe de la méthode statique équivalente

Le calcul statique équivalent implique la substitution au modèle dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets dynamiques. En d'autre terme, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette action est apparentée au mouvement du sol, qui se produit dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

### 5.5.1. Application de La méthode

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales, qui représentent dans le cas général, les axes principaux du plan horizontal de la structure.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure étudiée sera calculé selon la formule (tiré de l'article 4.2.3. du **RPA 99V2003**) :

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

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

**Q** : facteur de qualité.

**R** : valeurs du coefficient de comportement.

**W** : Poids totale de la structure.

#### 5.5.1.1. Coefficient d'accélération de zone « A »

Il dépend de la zone et le groupe d'usage du bâtiment, Donné par le tableau 4-1 du **RPA99 V2003**.

La zone d'implantation de notre structure est située à Tissemsilt, classée zone **IIa** (moyenne sismicité) sur la carte de zonage sismique algérienne.

Notre structure appartient au groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne) d'après le même règlement.

Résultat : **A = 0,15 :**

- Zone IIa
- Groupe d'usage 2.

**5.5.1.2. Facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

Ce facteur est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

Le site d'implantation de la structure appartient à la catégorie des sites fermes (**S1**), donc **T<sub>2</sub> = 0,30 sec**

$\eta$ : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}} \geq 0,7$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. La valeur de  $\zeta(\%)$  est donnée par le tableau (4.2).

Puisque notre structure est composée exclusivement de voiles en Béton armé donc :  $\zeta = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,88$$

$\eta = 0,88 > 0,70$  ..... **Condition vérifiée**

**T** : la période fondamentale de la structure, elle peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

**h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

(N) : **h<sub>N</sub> = 21,42m**

**C<sub>T</sub>** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Le contreventement de notre structure est assuré partiellement par des voiles en béton armé :

**C<sub>T</sub> = 0,050**

$$T = 0,050 \times (21,42)^{3/4} = 0,50\text{sec}$$

Dans ce cas le contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armée, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09h_N/\sqrt{D}$$

**D** : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- $D_x = 25,50$  m.
- $D_y = 21,14$  m.
- $T_x = 0,09 \times 21,42 / \sqrt{25,50} = \mathbf{0,38}$  sec.
- $T_y = 0,09 \times 21,42 / \sqrt{21,14} = \mathbf{0,42}$  sec.

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7) Donc :

- $T_{(x)} = \min(T_x ; T) \Rightarrow T_{(x)} = \min(0,38 ; 0,50) \Rightarrow T_{(x)} = \mathbf{0,38}$  sec.
- $T_{(y)} = \min(T_y ; T) \Rightarrow T_{(y)} = \min(0,42 ; 0,50) \Rightarrow T_{(y)} = \mathbf{0,42}$  sec.

Donc :

- $T_2 = 0,30$  sec <  $T_{(x)} = 0,38$  sec < 3,00 sec.
- $T_2 = 0,30$  sec <  $T_{(y)} = 0,42$  sec < 3,00 sec.

$$\Rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

- $D_x = 2,5 \times 0,88 (0,30/0,38)^{2/3} = \mathbf{1,88}$ .
- $D_y = 2,5 \times 0,88 (0,30/0,42)^{2/3} = \mathbf{1,76}$ .

### 5.5.1.3. Facteur de qualité « Q »

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- ✓ La régularité en plan et en élévation
- ✓ La qualité du contrôle de la construction.

#### 1 / Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées des voiles de contreventement.

#### 2 / Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portique et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

### 3 / Régularité en plan :

**a1/** Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que celle des masses.

**a2/** A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension de bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

**a3/** La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/ largeur du plancher inférieur ou égal 4.

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de dimension totale de bâtiment dans cette direction.

**a4/** Les plancher doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

**Un bâtiment est classé régulier en plan** si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

### 4 / Régularité en élévation :

**b1/** le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fonction.

**b2/** Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restant constants ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

**b3/** Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.

**b4/** Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseur etc., pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

**Un bâtiment est classé régulier en élévation** si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon la satisfaction du critère de qualité "q" ou non, sa valeur est donné par le tableau 4.4.

**TableauV.1** :valeurs des pénalités  $P_q$

Critère q	$P_{qx}$	$P_{qy}$
1 - Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2 - Redondance en plan	0	0
3 - Régularité en plan	0	0
4 - Régularité en élévation	0,05	0,05
5 - Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6 - Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
	<b>0,20</b>	<b>0,20</b>

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0,2 = 1,20.$$

$$Q_x = 1,20.$$

$$Q_y = 1,20.$$

#### 5.5.1.4. Coefficient de comportement global de la structure « R »

Il est déterminé en fonction du système de contreventement adopté. Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3

Le système portique contreventés par des voiles: **R = 4**

#### 5.5.1.5. Poids totale de la structure « W »

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- ✓  $W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- ✓  $W_{Qi}$ : charges 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.

Le poids totale de la structure est donnée par le logiciel de calcul « ETABS » que nous avons utilisé pour notre modélisation :  $W = 28798,64 \text{ KN}$

En fin :

- $V_X = \frac{A.D_x.Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,88 \times 1,20}{4} 28798,64 = \mathbf{2436,36 \text{ KN}}$ .
- $V_Y = \frac{A.D_y.Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,76 \times 1,20}{4} 28798,64 = \mathbf{2280,85 \text{ KN}}$ .

### 5.6. Vérification de la condition des résultantes des forces sismique

D'après l'article 4.3.6 du RPA99V2003, La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V$  (dynamique) > 80%  $V$  (statique).

- $V_{DX} = 11293,61 \text{ KN} > 0,8 V_X = \mathbf{1949,08 \text{ KN}}$ .....condition vérifié.
- $V_{DY} = 13622,83 \text{ KN} > 0,8 V_Y = \mathbf{1824,68 \text{ KN}}$ .....condition vérifier.

### 5.7. Principe de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est représentée par une courbe retraçant la variation d'accélération spectrale relative «  $Sa/g$  » d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leurs oscillations non amorties.

Cette action sismique est représentée par le spectre de calcul (l'article 4.3.3 du RPA 99 version 2003).

### 5.8. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis

La modélisation par simulation numérique sur ordinateur a connu une évolution importante ces dernières années, ce qui a pour résultat :

- ✓ De mieux circoncire les sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages
- ✓ De développer des méthodes de calculs
- ✓ D'obtenir un juste équilibre entre l'économie et la sécurité
- ✓ De libérer le projeteur des phases mécaniques, de l'évaluation des sollicitations statiques et dynamiques.

Il faut cependant garder à l'esprit que l'ordinateur traite le modèle de structure qu'on lui donne, même si le modèle choisi n'est pas tout à fait compatible, compte tenu de la

structure et des possibilités du logiciel utilisé. Certes, tout traitement sur ordinateur comporte une « surveillance » qui lui permet de repérer les fautes de codage, mais l'erreur de jugement faite a priori dans le choix du modèle et, a posteriori, dans l'interprétation des résultats, ne peut être mise en évidence par aucun programme.

La modélisation de la structure implique la prise en compte d'un certain nombre  $N$  de degrés de liberté. Le calcul de la réponse dynamique de la structure demande le calcul d'un certain nombre  $n$  de modes propres. Afin d'optimiser ce calcul, il faut acquérir au moment de la modélisation, la certitude qu'un nombre de mode limité pourra assurer le calcul de la réponse dynamique recherchée.

D'après le RPA99/2003, les structures irrégulières en plans (notre structure), sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, doivent être représenté par un modèle tridimensionnel, encastré a la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

#### Nombre de modes à considérer :

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

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### 5.9.Modélisation

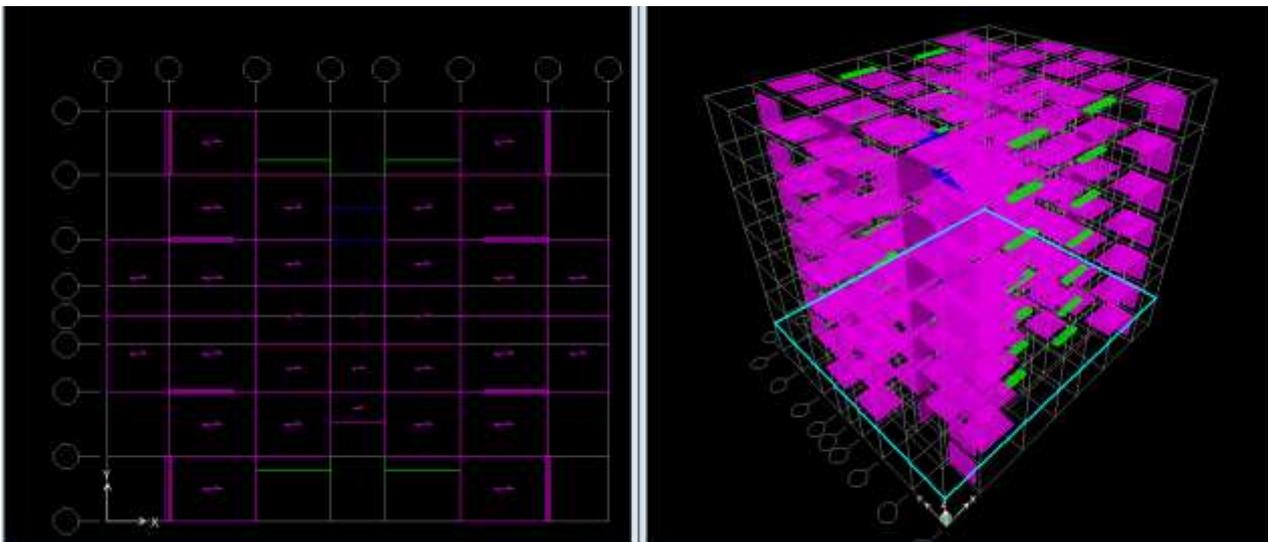


Figure V.1 : Image de modélisation de la structure.

## 5.9.1. Résultats de l'analyse

## ✚ Période et facteur de participation massique :

Tableau V.2 : Périodes et facteur de participation modale.

Mode	Période (Seconde)	$U_x$	$U_y$	$\square \square U_x$	$\square \square U_y$
1	0,439	69,220	0,000	69,220	0,000
2	0,408	0,000	59,986	69,220	59,986
3	0,406	2,677	10,855	71,897	70,841
4	0,165	16,562	0,000	88,458	70,841
5	0,149	0,000	17,763	88,458	88,604
6	0,142	0,019	0,017	88,477	88,621
7	0,075	6,071	0,000	94,548	88,621
8	0,067	0,000	6,684	94,548	95,305
9	0,062	0,001	0,003	94,549	95,308
10	0,046	2,680	0,000	97,229	95,308
11	0,042	0,000	2,792	97,229	98,100
12	0,039	0,000	0,001	97,230	98,100

## 5.9.2. Interprétation des résultats

- La période fondamentale du modèle étudié, est estimée  $T_{dyn} = 0,439$  sec.

Il y a lieu de vérifier l'inégalité de l'article 4.2.4.4 du RPA99/2003 :

- $T_{dyn} < 1,3 T_{amp}$ .
- ✓  $T_{amp(x)} = 0,38$  sec  
 $\Rightarrow 0,439 \text{ sec} < 1,3 \times 0,38 = 0,49 \text{ sec} \dots \dots \dots$  condition vérifier.
- ✓  $T_{amp(y)} = 0,42$  sec  
 $\Rightarrow 0,439 \text{ sec} < 1,3 \times 0,42 = 0,55 \text{ sec} \dots \dots \dots$  condition vérifier.
- Le premier mode est un mode de translation suivant le sens (xx).
- Le deuxième mode est un mode translation suivant le sens (yy).
- Le troisième mode est un mode de torsion.

- Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 7<sup>ème</sup> mode pour le sens (xx) et au 8<sup>ème</sup> mode pour le sens (yy).

### 5.9.3. Calcul du centre de gravité des masses et centre de rigidité

#### 5.9.3.1. Centre de gravité des masses

C'est le point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre à niveau d'étage  $i$ .

Chaque étage possède un centre de gravité ( $C_{Mj}$ ) à priori différent de celui des autres étages. Pour déterminer les sollicitations d'un niveau  $i$  d'un bâtiment de  $n$  étages soumis à une action sismique, il faut connaître la position de la force horizontale résultante  $V_i$  appliquée au même étage.

$V_i$  étant la somme des forces d'étage au-dessus du niveau ( $i$ ), elle passe par le centre de gravité ( $C_{Mi}$ ) de l'ensemble des étages situés au-dessus de l'étage  $i$ .

Le centre de gravité des masses ( $C_{Mi}$ ) est exprimé par les coordonnées  $X_{C_{Mi}}$  et  $Y_{C_{Mi}}$  suivants :

$$X_{C_{Mi}} = \frac{\sum_{j=i+1}^n M_j X_j}{\sum_{j=i+1}^n M_j}$$

$$Y_{C_{Mi}} = \frac{\sum_{j=i+1}^n M_j Y_j}{\sum_{j=i+1}^n M_j}$$

La position du centre de masse ( $C_{Mi}$ ) de chaque niveau n'est pas connue avec précision, car elle dépend de l'utilisation : position du mobilier, affectation des locaux en archives, salle de réunion, etc ...

#### 5.9.3.2. Centre de rigidité

C'est le point passage de la ligne d'application  $V_i$ , telle que la rotation relative de deux planchers successifs ( $i$  et  $i+1$ ), sera nulle. Cette ligne définit la position du "centre de rigidité ( $C_{Ri}$ ) des éléments structuraux verticaux du niveau  $i$

La position du centre de rigidité ( $C_{Ri}$ ) du niveau  $i$  dépend des raideurs des éléments structuraux verticaux (colonnes, voiles, noyaux) du même niveau ainsi que les raideurs des éléments structuraux horizontaux du niveau  $i+1$ , forment des portiques avec les éléments structuraux verticaux du niveau  $i$ , de sorte qu'en fait c'est la raideur de ces portiques qui définit la position du centre de rigidité ( $C_{Ri}$ ). Sa détermination exacte est difficile, c'est pourquoi l'analyse automatique par le logiciel ETABS est indispensable afin de faciliter cette opération comme le montre le tableau ci-dessous.

Tableau V.3 : caractéristiques massiques et géométriques

Etage	position de centre de masse		position de centre de rigidité		Excentricité	
	X <sub>CMi</sub> (m)	Y <sub>CMi</sub> (m)	X <sub>CRi</sub> (m)	Y <sub>CRi</sub> (m)	E <sub>x</sub> (m)	E <sub>y</sub> (m)
RDC	12,61	10,35	12,57	10,50	0,04	-0,15
1 <sup>er</sup>	12,61	10,35	12,58	10,55	0,03	-0,20
2 <sup>ème</sup>	12,61	10,35	12,58	10,58	0,03	-0,23
3 <sup>ème</sup>	12,61	10,35	12,58	10,60	0,03	-0,25
4 <sup>ème</sup>	12,61	10,35	12,58	10,61	0,03	-0,26
5 <sup>ème</sup>	12,59	10,40	12,58	10,60	0,02	-0,21
6 <sup>ème</sup>	12,61	10,34	12,58	10,61	0,03	-0,27

### 5.9.3.3. Effets de la torsion accidentelle

Dans le contexte de l'action sismique, plusieurs faits sont à l'origine de la torsion des bâtiments. Il y a d'abord l'existence d'excentricités structurales entre les centres de gravité (C<sub>Mi</sub>) et les centre de rigidité (C<sub>Ri</sub>) à chaque étage. Cette excentricité résultant du non coïncidence de ces deux centres est dite "**naturelle**".

Il existe aussi une autre forme de torsion, issu des incertitudes et phénomènes additionnels divers qu'on appellera par la suite torsion "**accidentelle**" et qui est traduite par une **excentricité accidentelle**, additionnelle à l'excentricité structurale.

En effectuant une analyse d'un modèle 3D de notre structure à l'aide du logiciel ETABS, l'excentricité **naturelle** est automatiquement calculée ; ce n'est pas le cas de l'excentricité **accidentelle**.

D'après l'article **4.3.7 du RPA99V2003**, l'excentricité accidentelle (additionnelle) est égale à  $0,05 \pm L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. On effectuera par la suite les calculs suivants :

$$E_{x \text{ accidentelle}} = 0,05 L_X = 0,05 \times 25,50 = 1,275 \text{ m.}$$

$$E_{y \text{ accidentelle}} = 0,05 L_Y = 0,05 \times 21,14 = 1,057 \text{ m.}$$

**Remarque :** L'excentricité naturelle ne dépasse pas l'excentricité accidentelle.

### 5.9.4. Calcul et vérification des déplacements des planchers

#### 5.9.4.1. Déplacement maximum absolu

C'est des déplacements horizontaux dus aux forces sismiques ( $\delta_{ek}$ ) de chaque niveau (k) suivant les deux sens (xx) et (yy), ils seront donnés par le logiciel, comme le montre le tableau ci-après :

**TableauV.4** :Déplacement horizontal de chaque niveau

<b>Etage</b>	<b>Sens x- x (mm)</b>	<b>Sens x- x (mm)</b>
<b>Etage 6</b>	19,30	17,80
<b>Etage 5</b>	16,50	14,90
<b>Etage 4</b>	13,40	12,00
<b>Etage 3</b>	10,10	8,90
<b>Etage 2</b>	6,80	5,90
<b>Etage 1</b>	3,80	3,20
<b>RDC</b>	1,30	1,10

#### 5.9.4.2. Calcul des déplacements latéraux inter étages

D'après l'article 4.4.3. du RPA99 V 2003, le déplacement horizontal de chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suite :

$$\Delta_{ek} = R X \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

**R** : coefficient de comportement : R= 4

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale a :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Après calcul nous obtiendront les résultats illustrés dans le tableau ci-après :

**TableauV.5** : Déplacements latéraux inter étages

<b>Niveau</b>	<b>Sens longitudinal X- X (mm)</b>			<b>Sens transversal Y- Y (mm)</b>		
	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\Delta k$	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\Delta k$
<b>Etage 6</b>	19,30	77,20	0,00	17,80	70,80	0,00
<b>Etage 5</b>	16,50	66,00	11,20	14,90	59,60	11,20
<b>Etage 4</b>	13,40	53,60	12,40	12,00	48,00	11,60

<b>Etage 3</b>	10,10	40,40	13,20	8,90	35,60	12,40
<b>Etage 2</b>	6,80	27,20	13,20	5,90	23,60	12,00
<b>Etage 1</b>	3,80	15,20	12,00	3,20	12,80	10,80
<b>RDC</b>	1,30	5,20	10,00	1,10	4,40	8,40

### 5.9.4.3. Vérification des déplacements latéraux inter étages

D'après l'article **5.10 du RPA99 V 2003**, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta k \leq \bar{\Delta} \text{ avec } \bar{\Delta} = 0,01 \cdot h_e = 2,86 \text{ cm.}$$

**Tableau V.6** : Vérification des déplacements latéraux inter étages

Niveau	Sens longitudinal X- X (cm)		Sens transversal Y- Y (cm)	
	$\Delta k$	$\bar{\Delta}$	$\Delta k$	$\bar{\Delta}$
<b>Etage 6</b>	0,00	2,86	0,00	2,86
<b>Etage 5</b>	1,12	2,86	1,12	2,86
<b>Etage 4</b>	1,24	2,86	1,16	2,86
<b>Etage 3</b>	1,32	2,86	1,24	2,86
<b>Etage 2</b>	1,31	2,86	1,20	2,86
<b>Etage 1</b>	1,20	2,86	1,08	2,86
<b>RDC</b>	1,00	2,86	0,84	2,86

### Conclusion :

$\Delta k \leq \bar{\Delta}$  suivant les deux sens et de tous les niveaux donc les déplacements latéraux inter étages ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

#### 5.9.4.3.1. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

L'effet P- $\Delta$  représente la tendance au renversement de la construction. Son aggravation sollicite particulièrement et de façon croissante les éléments porteurs périphériques.

D'après l'article **5.9 du RPA99V2003**, L'effet P- $\Delta$  peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$$

$P_K$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$$P_K = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$$V_K = \sum_{i=k}^n F_i$$

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$ : hauteur de l'étage « k ».

Les résultats des calculs sont illustrés dans le tableau ci-après :

**Tableau V.7** : Calcul du coefficient  $\theta$

Niveau	$P_k$ (kn)	$h_k$ (m)	Sens longitudinal X- X			Sens transversal Y- Y		
			$\Delta_k$ (m)	$V_k$	$\theta$	$\Delta_k$ (m)	$V_k$	$\theta$
<b>Etage 6</b>	4 209,33	2,86	0,0000	165,07	0,0010	0,0000	196,70	0,0000
<b>Etage 5</b>	4 206,84	2,86	0,0112	164,97	0,0011	0,0112	196,58	0,0838
<b>Etage 4</b>	4 206,84	2,86	0,0124	164,97	0,0012	0,0116	196,58	0,0868
<b>Etage 3</b>	4 206,84	2,86	0,0132	164,97	0,0012	0,0124	196,58	0,0928
<b>Etage 2</b>	4 206,41	2,86	0,0131	164,96	0,0011	0,0120	196,56	0,0898
<b>Etage 1</b>	3 563,87	2,86	0,0120	139,76	0,0009	0,0108	166,54	0,0808
<b>RDC</b>	4 198,50	2,86	0,0100	164,65	0,0010	0,0084	196,19	0,0629

### Conclusion :

Puisque tous les coefficients  $\theta$  suivant les deux sens et de tous les niveaux, sont inférieure à 0,10, L'effet  $P-\Delta$  peut être négligé.

### 5.10. Vérification au renversement

Afin de s'assurer de la stabilité du bâtiment au renversement, il faut procéder à la vérification suivante :

$$\frac{M_{STABILISATEUR}}{M_{RENVERSANT}} \geq 1,5 \theta$$

- ✓  $M_s$  : Moment stabilisant :  $M_S = W \times L/2$
- ✓  $M_R$  : Moment renversant :  $M_R = \sum F_i \times h_i$
- ✓  $W$  : Poids du bâtiment.
- ✓  $F$  : Force sismique au niveau i.

➤ Sens longitudinal X-X :

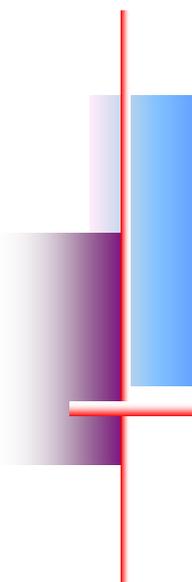
**TableauV.8** :Vérification au renversement dans le sens longitudinal x-x.

<b>W (KN)</b>	<b>L<sub>x</sub> (m)</b>	<b>M<sub>S</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>R</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>S</sub>/ M<sub>R</sub></b>	<b>Observation</b>
28798,64	25,50	1129,36	3535,80	0,32	Condition vérifier

➤ Sens transversal Y-Y :

**TableauV.9** :Vérification au renversement dans le sens transversal y-y.

<b>W (KN)</b>	<b>L<sub>y</sub> (m)</b>	<b>M<sub>S</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>R</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>S</sub>/ M<sub>R</sub></b>	<b>Observation</b>
28798,64	21,14	1362,28	4213,31	0,32	Condition vérifier



# Chapitre VI

---



**ETUDE DES ELEMENT  
structuraux**

## 6.1. Introduction

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

- **Poteaux**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

- **Poutres**

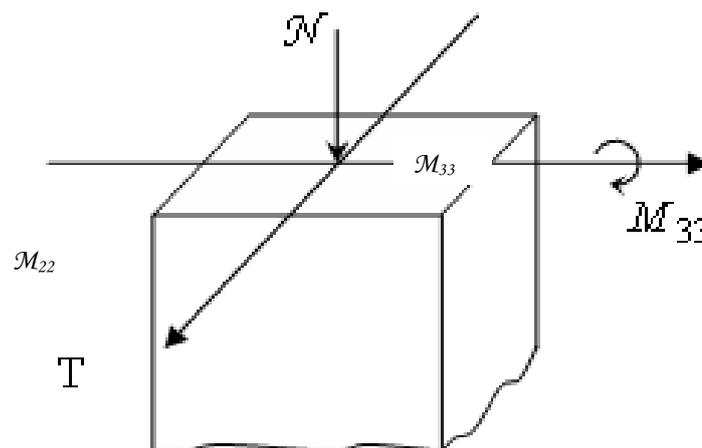
Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme (ETABS).

## 6.2. Ferrailage des portiques

### 6.2.1. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction d'un effort de compression ( $N$ ) et des moments fléchissant dans les deux directions ( $M_{22}$ ,  $M_{33}$  donnés par l'ETABS).



**Figure VI.1** : Direction des moments et efforts sur un poteau.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale :**

$$\text{E.L.U} : 1,35 G + 1,5 P$$

- **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P + 1,2 E \\ 0,8 G + E \end{cases}$$

- Les armatures longitudinales sont déterminées sous trois cas de sollicitations suivantes :

$$1^{\text{ier}} \text{ Cas} : N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$$

$$2^{\text{ième}} \text{ Cas} : M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$$

- ✓ Pour ces armatures on doit respecter les conditions suivantes :
- ✓ La section d'acier minimale donnée par le B.A.E.L.
- ✓ Les pourcentages extrêmes d'acier ( $A_{\min}$  et  $A_{\max}$ ) données par le RPA 99.V2003
- ✓ Le diamètre minimum des armatures longitudinales  $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$ .
- ✓ La longueur minimale de recouvrement  $L_r = 40\phi$  en zone II a.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau  $\delta_t < 25 \text{ cm}$ .

### 6.2.1.1 Exemple de calcul

- **Armatures longitudinales :**

**E.L.U.R :**

$$N = 27,77 \text{ KN.}$$

$$A_1' = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{27,77 \times 10^3 - (40) \times 14,2 \times 100}{348}$$

$$A_1' = -15,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1' = 0$$

- **E.L.U.S.F :**

$$L_f = 0,7h_e = 0,7(2,86) = 2,002\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec} \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,4}{\sqrt{12}} = 0,115 \Rightarrow \lambda = \frac{2,002}{0,115} = 17,41$$

$$\lambda = 17,41 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,81$$

Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( \frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2) = 1444 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left( \frac{27,77 \cdot 10^3}{0,81} - \frac{1444 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A'_2 \geq -0,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_1 = \max(A'_1, A'_2) = 0$$

**2<sup>ème</sup> Cas :** Combinaison accidentelle ( $G + P + 1,2 E_x$ )

$$\begin{cases} M_{\max} = 31,23 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 1221,10 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{31,23 \times 100}{1221,10} = 2,56 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 0,23 \text{ cm} \rightarrow$$

$$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L'effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

$\Rightarrow$  La section sera sollicitée à flexion composé

**Remarque :**

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué  $\Rightarrow$  les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées

vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élanement  $\lambda < 35$

(Voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\lambda = 2,86 \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10,11 \quad \left( \frac{l_f}{h} : \text{Élanement géométrique} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left[ 15,20 \frac{e_1}{h} \right] \quad \text{Dans tous les cas} \Rightarrow \text{le poteau est peut élaner.}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1<sup>er</sup> ordre  $e_1$  par une excentricité majorée :

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( \frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left( \frac{1221,10 \cdot 100}{0,81} - \frac{1444 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A_2 \geq -0,73 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_3 = 0$$

- **Armatures minimales :**

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b + h)}{100} \right] \text{ cm}^2 = 3,20 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_{\min} = 0,8\% \cdot b \cdot h = 12,80 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales :**

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\max} \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} = 80 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99V2003 [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 100 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 150 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- **Ferraillage adopté :**

$$A_{adoptif} = \max(A_1 ; A_2 ; A_{\min(2)}) = 12,80 \text{ cm}^2$$

On prend  $A = 4T16 + 4T14 = 14,20 \text{ cm}^2$

- **E.L.S :**

$$N_{\max} = 23,14 \text{ KN} \quad M_{corr} = 5,01 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{\max}} = \frac{5,01}{23,14} = 0,22 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 23,83 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression centrée,}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

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

$$T_{\max} = 61,60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{61,60 \times 10^3}{40 \times 40 \times 100} = 0,385 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{ad}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

- Selon le R.P.A 99 V 2003

$$A_t = \frac{\varphi_a \cdot \delta_t \cdot T_{\max}}{h \cdot f_e}$$

- ♦ **Calcul des espacements :**

$$\begin{cases} \delta_t \leq \min(10 \phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale} \\ \delta'_t \leq 10 \phi_L \text{ en zone courante} \end{cases}$$

**Avec:**  $\phi_L$  : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend :  $\delta_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale}$

$\delta'_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante}$

$\varphi_a$  : est en fonction de  $\lambda$  :

$$\lambda = 17,41 \leq 35 \Rightarrow \varphi_a = 2,5$$

$$T_{\max} = 61,60 \text{ KN.}$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 61,60 \times 10^3}{40 \times 235 \times 100} = 2,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot \delta'_t = 0,3 \times 10^{-2} \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = 5\phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

### 6.2.2. Ferrailage des poutres

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc fait en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91 [2]; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 V2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale :**

$$\text{E.L.U : } 1,35 G + 1,5 P$$

- **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P \mp E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA 99V2003.

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales  $\longrightarrow$  P.P  $(40 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires  $\longrightarrow$  P.S  $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

**6.2.2.1 Étude des poutres principales P.P  $(40 \times 35) \text{ cm}^2$**

**a. Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99 V2003**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \ 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \ 40 \times 35 = 56 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \ 40 \times 35 = 84 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

**Tableau VI.1** : les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN)

	En appui		En travée		Effort tranchant $T_{\max}$ (KN)
	$M_a$ max (KN·m)	$M_{as}$ (KN·m)	$M_t$ max (KN·m)	$M_{ts}$ (KN·m)	
Poutre principale P.P $(40 \times 35) \text{ cm}^2$	15,48	11,27	11,27	8,86	20,82
Poutre secondaire P.S $(35 \times 30) \text{ cm}^2$	12,38	9,02	10,79	8,83	14,79

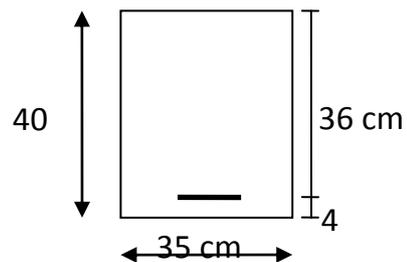
**b. Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91**

Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale du sous-sol.

**b1. En travée**

- E.L.U :

$M_t = 11,27 \text{ KN} \cdot \text{m}$



**Figure VI. 3** : Schéma d'une section de calcul

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{11270}{14,20 \times 35 \times (36)^2} = 0,02 < \mu = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{11270}{348 \times 36 \times 0,937} = 8,97 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 35 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = \max(A_{cal}, A_{RPA}, A_{\min})$$

$$A = \max(8,97, 8,75, 1,52)$$

$$A = 4T16 + 2T14 = 12,06 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11270}{8860} = 1,27$$

$$\alpha = 0,025 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

## **b2. En appui :**

- **E.L.U.R :**

$$M_{au} = 15,48 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{15480}{14,20 \times 35 \times (36)^2} = 0,024 < \mu_L = 0,392$$

$$A = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{15480}{348 \times 36 \times 0,91} = 12,50 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,52 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T16 + 3T14 = 12,66 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15480}{11270} = 1,37$$

$$\alpha = 0,24 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

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

$$T_{\max} = 20,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{20820}{350 \times 360} = 0,17 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Calcul des armatures transversales****1. Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, Q_{L_{\min}}, \frac{b}{10} \right) \text{ Selon le B.A.E.L 91}$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35}, 1,6, \frac{35}{10} \right) = 1,14 \text{ cm.}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

**Espacement des armatures transversales**

- **En zone nodale**

$$\delta_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times Q_L \right) \text{ Selon le R.P.A 99 V2003}$$

$$\delta_t \leq \min \left( \frac{40}{4}; 12 \times 1,6 \right) = 10 \text{ cm.}$$

On prend  $\delta_t = 10 \text{ cm}$ .

- **En zone courante**

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm. Selon le R.P.A 99 V2003}$$

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

**3. Section des armatures transversales**

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b \text{ Selon le R.P.A 99 V2003}$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**4. Vérification des espacements**

$$\delta_{t1} \leq \min (0,9 \cdot d, 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t_1} \leq \min(36, 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

- $$\delta_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)}$$
- $$\delta_{t_2} \leq \frac{2,01 \times 235}{35 \times 0,31} = 43,53 \text{ cm}$$
- $$\delta_{t_3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot k)}$$
- Avec : 
$$\begin{cases} k = 1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \\ f_{ij}^* = \min(f_{ij}; 3,3) \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\delta_{t_3} \leq 17,31 \text{ cm}$$

$$\delta_{t_4} \leq \min(\delta_{t_1}, \delta_{t_2}, \delta_{t_3}) = 17,31 \text{ cm.}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t_{RPA}}, \delta_{t_4}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### d. Recouvrement des barres longitudinales

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre  $L_r = 40\phi$

$$L_r = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

##### d.1 Ancrage des armatures tendues

- **Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :**

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

$$\psi_s = 1,5 \text{ Barres à H. A courantes.}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

- **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm.}$$

**Tableau VI.2 :** Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Type		$A_{calcul}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{choisie}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{adobtere}$ (cm) <sup>2</sup>	$Q_t$ (cm)	$\delta_t$ (cm) zone courante	$\delta_t$ (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	8,97	4T16 + 2T14	12,06	$\phi 8$	15	10
	Appui	12.50	4T16 + 3T14	10,66	$\phi 8$	15	10

**6.2.2.2 Étude des poutres secondaires P.S (30 × 35) cm<sup>2</sup>**

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage (Tableau 6.5) :

**Tableau VI.3 :** Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires

Type		$A_{calcul}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{choisie}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{adobtere}$ (cm) <sup>2</sup>	$Q_t$ (cm)	$\delta_t$ (cm) zone courante	$\delta_t$ (cm) zone nodale
Poutres secondaires	Travée	7,17	4T16	8,04	$\phi 8$	15	10
	Appui	11,97	6T16	12,06	$\phi 8$	15	10

## 6.3 Etude des voiles

### 6.3.1 Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

### 6.3.2 Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

#### 1. Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

#### 2. Calcul

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

### 3. principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99V 2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

### 4. La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)  $A_{\min} = 0,15.a.L$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$ , on ferraille avec la section minimale.

-Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

**3<sup>ème</sup> cas:**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

**a. Armatures verticales**

Il est disposé on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 V2003 exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

**b. Armatures horizontales**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%

- En zone courante 0,10 %

**c. Armatures transversales**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par  $m^2$  au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure

ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

### 6.3.3. Ferrailage des voiles

- Exemple de calcul

#### a. Voile intermédiaire

$$A = 0,746 \text{ m}^2$$

$$I = 0,016 \text{ m}^4$$

$$V = 1,825 \text{ m}$$

$$N = 1860,80 \text{ KN.}$$

$$M = 6023,04 \text{ KN.m}$$

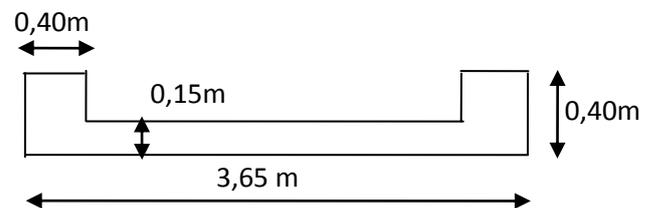


Figure VI.6 : Dimensions de voile

#### Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[ 50; \min \left( \frac{67 \cdot e_a}{h}; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max \left[ 02 \text{ cm}; \frac{h_e}{250} \right]$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[ 50; \min \left( \frac{67 \times 2}{100}; 100 \right) \right]$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda} = 50$$

$$L_f = 0,9 \cdot L = 0,9 \times 2,90 = 2,57 \text{ m.}$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a} = 2,57 \frac{\sqrt{12}}{0,15} = 59,35$$

$$\lambda = 59,35 \text{ supérieur à } \bar{\lambda} = 50$$

**a/ Position du point d'application de l'effort normale de compression sur la section de béton :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6023,04}{1860,80} = 3,24 \text{ m} > \frac{h}{2} = 1,43 \text{ m}$$

L'effort normal de compression se trouve à l'extérieur de la section.

⇒ La section partiellement comprimée (SPC).

### 1. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = 869497,37 \text{ KN}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = -684508,63 \text{ KN}$$

**c/ Calcul de L' (la longueur tendue) :**

$$L_T = L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 3,65 \left( \frac{684508,63}{869497,37 + 684508,63} \right) = 1,61 \text{ m}$$

$$L' = L - L_T = 3,65 - 1,61 = 2,04 \text{ m.}$$

$$d \leq \min(3,06 / 2, (2/3) \times 2,04) = 1.36 \text{ m.}$$

**d/ Moment par rapport aux armatures tendues :**

$$M_1 = M + N' \left( d + \frac{L}{2} \right) = 6023,04 + 1860,80 \left( 1,36 - \frac{3,65}{2} \right) = 5157,77 \text{ KN.m}$$

**e/ Calcul des armatures en flexion simple :**

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5157,77}{18,48 \times 15 \times 136^2} = 0,10$$

$\mu = 0,10 < 0,392$  donc l'armature de compression ne sont pas nécessaire.

Situation accidentelle :

$$\gamma_s = 1$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \gamma_b}) = 0,132.$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 1,29 \text{ m.}$$

$$A_1 = M_1 / (Z \cdot \sigma_s) = 81,92 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 11,49 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 11,49 - \frac{1860,80}{100 \times 400} = 11,44 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On adopte } 2X6T12 = 13,58 \text{ cm}^2$$

#### Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### 3. Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

#### 4. L'espacement

-Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 30, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} - \text{Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:}$$

$$St \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 30, 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \text{ Donc : } St \leq \min \{ St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}} \}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est  $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

### **Calcul des armatures horizontales**

D'après le R.P.A 99 V 2003, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit  $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20 cm

### **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

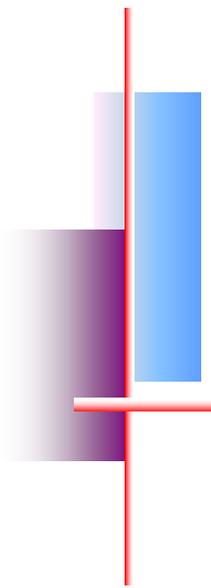
Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur  $S_t \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

### **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur



# Chapitre VII

---



## **ETUDE DE Infra-Structure**

## 7.1. INTRODUCTION

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure, destinées à transmettre les efforts induits par la superstructure soit directement, cas des semelles reposent sur le sol ou cas des radiers, soit par l'intermédiaire d'autres organes cas des sur pieux ou puits.

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

## 7.2. DIFFERENTS TYPES DE FONDATION

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, lorsque ces couches sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes appuyées sur une couche résistante ou flotter dans un terrain peu résistant en mobilise alors les forces de frottement du sol sur la fondation pour soutenir l'ouvrage.

## 7.3. CHOIX DE TYPE DE FONDATION

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères à savoir :

- Nature du terrain.
- Nature du sol.
- Nature de l'ouvrage. (groupe 2) réf [1] art (3.2).

### 7.3.1. Semelle isolée

Pour assurer la validité de la semelle isolée on choisit une file des poteaux les plus sollicités et en doit vérifier que :

$$N_{ser}/s \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq N_{ser}/\sigma_{sol}$$

$$S=B^2 \Rightarrow B \geq (N_{ser}/\sigma_{sol})^{1/2}$$

$$\Rightarrow B \geq 2.00m$$

S : section de la semelle

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol ;  $\sigma_{sol}=2,6$  bars

$N_{ser}=1095.7$  KN

A partir de cette dimension on constate qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, pour cela on passe à l'étude des semelles filantes.

### 7.3.1. Semelles filantes

Pour assurer la validité de la semelle filante, nous avons choisi le file des poteaux le plus sollicité.

a) -valeur des efforts transmis à la semelle :

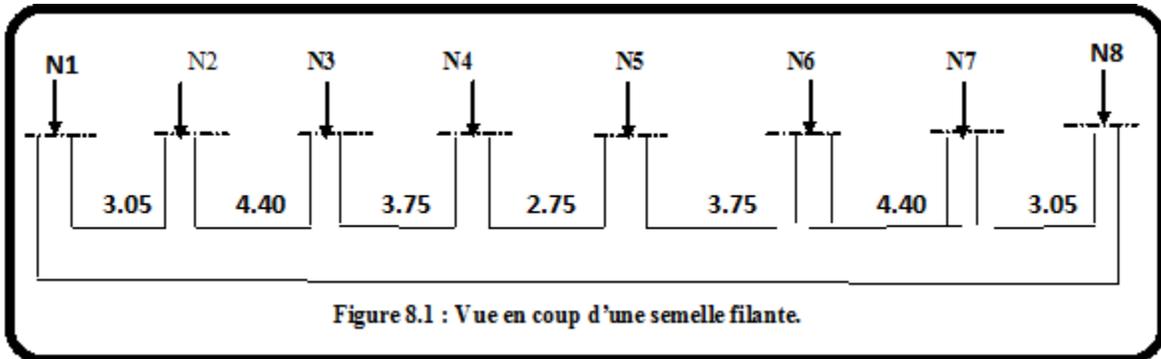


Figure 8.1 : Vue en coup d'une semelle filante.

$$N_1 = N_8 = 847 \text{ K N}$$

$$N_2 = N_7 = 847.3 \text{ KN.}$$

$$N_3 = N_6 = 1095.7 \text{ KN.}$$

$$N_4 = N_5 = 701.1 \text{ KN.}$$

On suppose que les efforts normaux de la superstructure vers les semelles sont appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle filante.

Donc elle doit vérifier la condition suivante :

$$S > \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec : N : charge qui revient à la semelle.

S : section de la semelle (B×L).

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2,6 \text{ bar}$ .

$$\Sigma N_i = 6982.2 \text{ KN.}$$

$$S = B \times L \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow \frac{6982.5}{260 \times 25.5} = 1,09 \text{ m. on adopte } B = 1,50 \text{ m.}$$

Les semelles filantes ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elle doit être suffisamment rigide pour ne pas se compter comme une poutre sur un sol élastique, donc on doit vérifier la longueur élastique ( $L_e$ ) tel que :

$$L_e = \{4.E.I/K_S.B\}^{1/4}$$

E : module d'élasticité du béton ( $E=3.21 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ )

$K_S$  : coefficient de raideur du sol (le guide VERITAS)

$K_S= 8000 \text{ t/m}^3$  .....bon sol

$K_S= 6000 \text{ t/m}^3$  .....sol moyen

$K_S= 4000 \text{ t/m}^3$  .....mauvais sol

I : moment d'inertie de la semelle ( $I=bh^3/12$ )

B : la largeur de la semelle

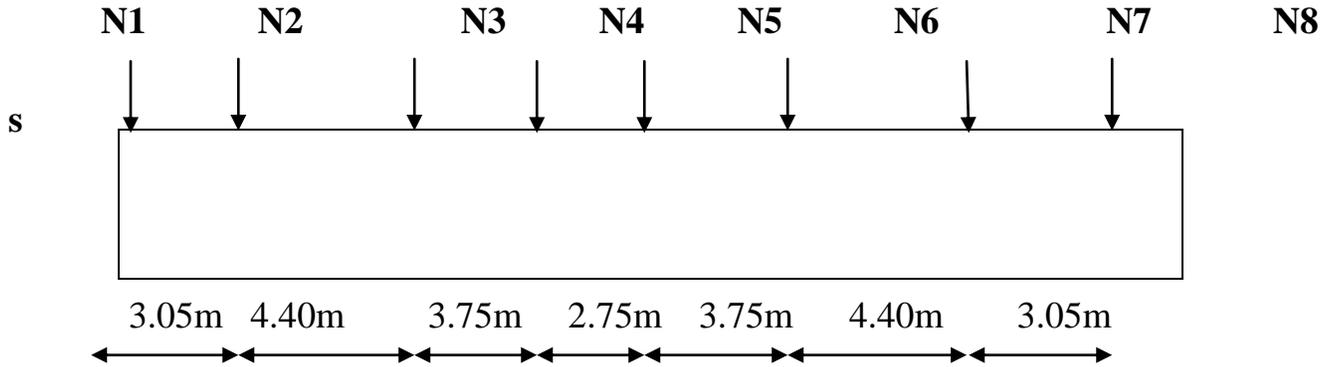
$L^{\max}$  : la longueur maximale de l'entre axe des poteaux.

Si  $L^{\max} \leq \pi/2$ .  $L_e$  : le calcul se fait avec une répartition linéaire et il n'y a pas lieu de faire un calcul relatif à la poutre sur un sol élastique.

Si  $L^{\max} \geq \pi/2$ .  $L_e$  : la répartition des contraintes n'est pas linéaire et le calcul se fait relativement à la théorie de la poutre sur un sol élastique.

7.3.3. Dimensionnement et ferrailage des semelles filantes

(Semelle continue sous poteau)



7.3.4. Détermination de l'excentricité (e)

$$N_1 = N_8 = 847 \text{ kN}$$

$$N_2 = N_7 = 847.3 \text{ kN}$$

$$N_3 = N_6 = 1095.7 \text{ kN}$$

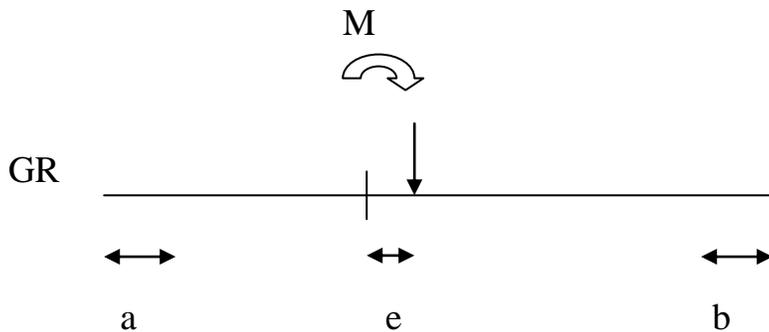
$$N_4 = N_5 = 701.1 \text{ kN}$$

$$\Sigma N_i = 6982.2 \text{ kN}$$

$$\Sigma N_i \cdot x_i = x_R \cdot \Sigma N_i \Rightarrow x_R = \Sigma N_i \cdot x_i / \Sigma N_i$$

$$x_R = 12.830 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = L/2 - x_R = 25.5/2 - 12.83 = -0.08 \text{ m}$$



$$R = 6982.2 \text{ kN}$$

$$M = R \cdot e = 6982.2 \times 0.08 = 558.57 \text{ kN} = 55.57 \text{ t.m}^2$$

$$\sigma_{\max} = R/L.B + M/BL^2 = 183.11 < \sigma_{\text{SOL}} = 260 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = R/L.B - M/BL^2 = 181.96 < \sigma_{\text{SOL}} = 260 \text{ kN/m}^2$$

On fixe le débord à 0,5m => L=21,30 m

$$\sigma(\max, \min) < \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\Rightarrow B \geq 1,09 \text{ m}$$

On prend : B=1,5m

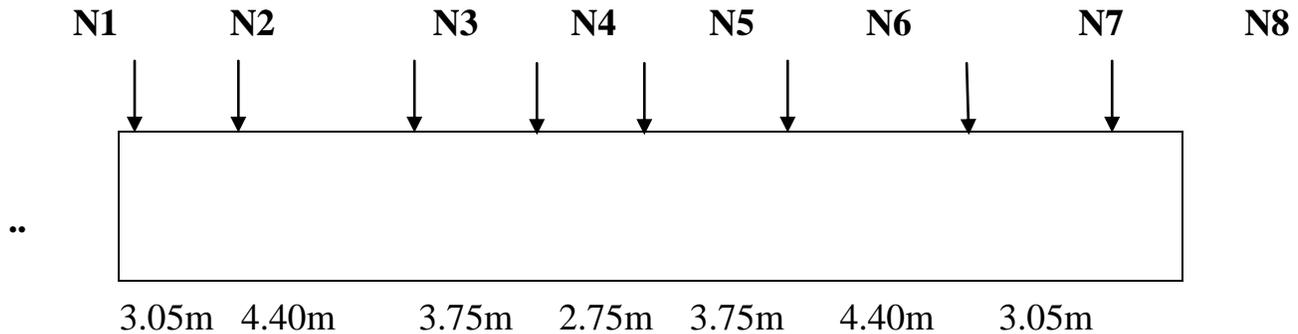
$$L=25.5 \text{ m}$$

**7.4.VERIFICATION DE LA STABILITE**

**E.L.U**(situation durable) :

Il faut que :  $M / R \leq L/6$

$$(558.57/6982.2)=0,08 < 3.55\text{m} \quad \text{vérifier}$$



$$N_1 = N_8 = 10809.5 \text{ K N}$$

$$N_2 = N_7 = 736.2 \text{ KN.}$$

$$N_3 = N_6 = 874.4 \text{ KN.}$$

$$N_4 = N_5 = 1898.9 \text{ KN.}$$

$$\Sigma N_i = 10810 \text{ kN}$$

$$\Sigma N_i \cdot x_i = x_R \cdot \Sigma N_i \Rightarrow x_R = \Sigma N_i \cdot x_i / \Sigma N_i = 87991,25 / 8561,12$$

$$x_R = 12.9 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = L/2 - x_R = 10,15 - 10,27 = -0,15 \text{ m}$$

$$R = 10810$$

$$M = R \cdot e = 1621.5$$

$$e_0 = M_{\text{acc}} / R_{\text{ACC}} \leq L/4$$

$e_0 = 0,15 \leq 6.375m$       ok

**7.5. CONDITION DE RIGIDITE DE LA SEMELLE**

Pour un bon sol  $k_s = 8000 \text{ t/m}^3 = 8 \cdot 10^4$

$$L_{MAX} \leq L_e \cdot \pi/2 \Rightarrow h \geq \left\{ \frac{(2L_{max})^4 \cdot 3 \cdot k \cdot B^{1/3}}{\Pi^4 E \cdot b} \right\}$$

$$h \geq \left\{ \frac{(2 \cdot 4,4)^4 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 10^4 \cdot 1,5}{\Pi^4 \cdot 3 \cdot 21 \cdot 10^7 \cdot 0,4} = 0,85m \right.$$

On prend  $h = 1.00 \text{ m}$

**5.6. CONDITION DU POINÇONNEMENT DE LA SEMELLE**

$h_{min} \geq (B-b)/4 + 0.05$

$h_{min} \geq (1,5-0.4)/4 + 0.05$

$h_{min} \geq 0.275 \Rightarrow h_t = 0,4cm$

**7.7. DETERMINATION DES ARMATURES**

$\sigma_{moy} = (3\sigma_{max} + \sigma_{min})/4$

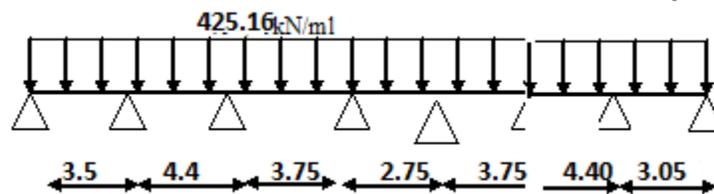
$\sigma_{max} = R/L \cdot B + M/B \cdot L^2 = 284.26 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{min} = R/L \cdot B - M/B \cdot L^2 = 281 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{moy} = (3 \times 284.26 + 281)/4$

$\sigma_{moy} = 283.445 \text{ kN/m}^2$

$q_{ult} = \sigma_{moy} \cdot B = 425.16 \text{ kN/ml}$



$$q_{u2} = [1.35(p.t.s)] / L_{tot}$$

p.t.s : poids de terre + semelle

$$p_s: 25.B.L.h_{tot} = 25.1,5.25,5.0,4 = 382.5 \text{ kN}$$

$$p_T = \gamma.B.L.(D-H) = 18,1, 5.25.5. (1,50-1,00) = 344.25 \text{ kN}$$

$$q_{u2} = 38.475 \text{ kN}$$

$$q_u = q_{u1} + q_{u2} = 463.63 \text{ kN/ml}$$

### 7.7.1. Les armatures principales

$$A_s = q_u.(B-b)/8.d.\sigma_s \quad \text{d'après le BAEL}$$

$$A_s = 463.63.(1000-400)/8.900.348$$

$$A_s = 11.11 \text{ cm}^2$$

Emplacement des barres tous les 15 à 20 cm, 6 barres par mètre, cette solution peut être réalisé avec 8T14  $ETA_s = 12.32 \text{ cm}^2$

### 7.7.2. Disposition des crochets

Pour cela il faut que la longueur de scellement soit inférieure à B/4.

On a d'après le B.A.E.L91/modifier 99 :

$$L_s = \text{longueur de scellement} : \frac{\Phi}{4.0, 6} \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

Et d'après le tableau de BAEL :

$$L_s / \Phi = 35.5$$

$$L_s = 35, 5. \Phi \leq B/4$$

$$\Phi \leq B/4 .35, 5 \Rightarrow \Phi \leq 1.06 \text{ cm}$$

Donc on peut choisi la solution 8T14 avec un espacement de 20cm et sans l'utilisation des crochets.

### 7.7.2 Les armatures de répartition

D'après le BAEL :

$$A_r = A_s \cdot B/4 \quad (\text{avec } B \text{ en mètre})$$

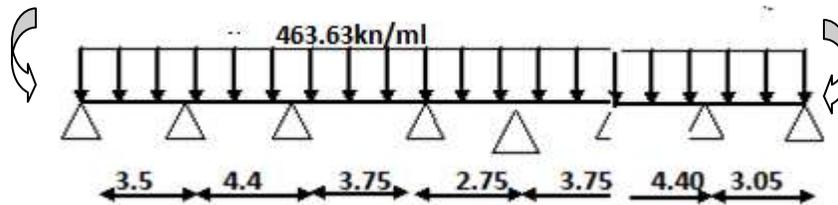
$$A_r = 3,08 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10 ET  $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

La hauteur de rive :  $e \geq \max(15\text{cm}, 12 \Phi + 6\text{cm}) = 18\text{cm}$

Mais on choisie :  $e = 70 \text{ cm}$  (d'après la condition du poinçonnement)

### 7.8. FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE RIGIDITE (POUTRE DE LIBAGE)



$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 112.20 \text{ t.m}$$

Les résultats sont :

$$M_t^{\max} = 75.75 \text{ t.m}$$

$$M_a^{\max} = 44.87 \text{ t.m}$$

**Armatures longitudinales :**

**En travée :**

$$M_U = 75.75 \text{ t.m}$$

$$\mu = 109,82 \cdot 0,01 / 0,4 \cdot 0,9^2 \cdot 14,17$$

$$\mu = 0,16 < \mu_{\text{lim}}$$

$$\mu_{\text{lim}} = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - (1 - 2\mu)^{1/2}) = 0,22$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0.818$$

$$\mu = 0,16 < 0,186 \Rightarrow \xi_s = 10\% \Rightarrow \xi_{es} \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = M_u / z \sigma_s = 7575 / 0.818 \cdot 348 = 26.61 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures supérieures on prend : **6T20**

Pour les armatures inférieures on prend : **2T20**

**Sur appuis :**

$$M_a = 44.87 \text{ t.m}$$

$$A_s = 15.08 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures supérieures on prend : **4 T 16**

Pour les armatures inférieures on prend : **4 T 16**

**b) Armatures transversales :**

La qualité d'armatures transversales minimales données par l'RPA est déterminée comme suite :

$$A_t \geq 0.003 S_t \cdot b \cdot \begin{cases} S_t \leq & \left\{ \begin{array}{l} (h/2 ; 12\phi_L ; 30\text{cm}) \text{ zone nodale} \\ h/2 \quad \text{zone courantes} \end{array} \right. \end{cases}$$

La qualité des armatures minimale est donnée par BAEL 91 est déterminer comme suite :

$$A_t / b \cdot S_t \geq (\tau_u - 0,3 f_{tj}) / 0,8 f_e$$

$$S_t \leq \min (0,9 d; 40\text{cm})$$

$$\Phi_t \leq \min (h/35; \Phi_1; b_0 / 10)$$

$$A_t \cdot f_e / b \cdot S_t \geq \min (\tau_u / 2; 0,4 \text{Mpa})$$

On fait un choix des aciers de type rond lisse, nuance FeE24 (fe =235Mpa) :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

$$\tau_{u \max} = T_u \max / b \cdot d = 1.11 \text{Mpa} < \tau = 0,1 f_{c28} = 2.5 \text{Mpa}$$

**7.9. JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES**

$$A_t \cdot f_c / b \cdot S_t \geq \min(\tau_u / 2; 0,4 \text{ Mpa})$$

Zone courante : 15,58 Mpa > 0,4 Mpa ..... ok

Zone nodale : 8,04 Mpa > 0,4 Mpa ..... ok

**7.10. CALCUL DU TASSEMENT**

Le tassement d'un ouvrage est un phénomène d'interaction sol/fondation, il s'agit couramment de l'action de la fondation sur le sol, la valeur de tassement dépend de la rigidité relative sol/fondation.

Si la fondation est plus rigide que le sol, le tassement de ce dernier est uniforme, par contre si la fondation est moins rigide que le sol, le tassement n'est pas uniforme.

**7.11. CALCUL DE TASSEMENT A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE**

Il s'agit du tassement instantané d'un sol pulvérulent, donc le calcul se fait selon la formule de GIROUD comme suit :

$$S_i = \frac{2(1-\nu^2)}{E} B \cdot q \cdot I$$

$S_i$  : tassement instantané

$I$  : coefficient du tassement d'une fondation rectangulaire

$\nu$  : coefficient du poisson de sol

$E$  : module de YOUNG de sol

$$I = \frac{1}{\pi} \ln(\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 1}) + \frac{\alpha}{\pi} \ln \left[ \frac{1 + \sqrt{\alpha^2 + 1}}{\alpha} \right] + \frac{1 + \alpha^3 - (\alpha^2 + 1)^{3/2}}{3 \cdot \alpha \cdot \pi}$$

$$\alpha = 25$$

$$I = 1.714$$

$\alpha = L/B$ , est le facteur d'influence de la pression sur le tassement.

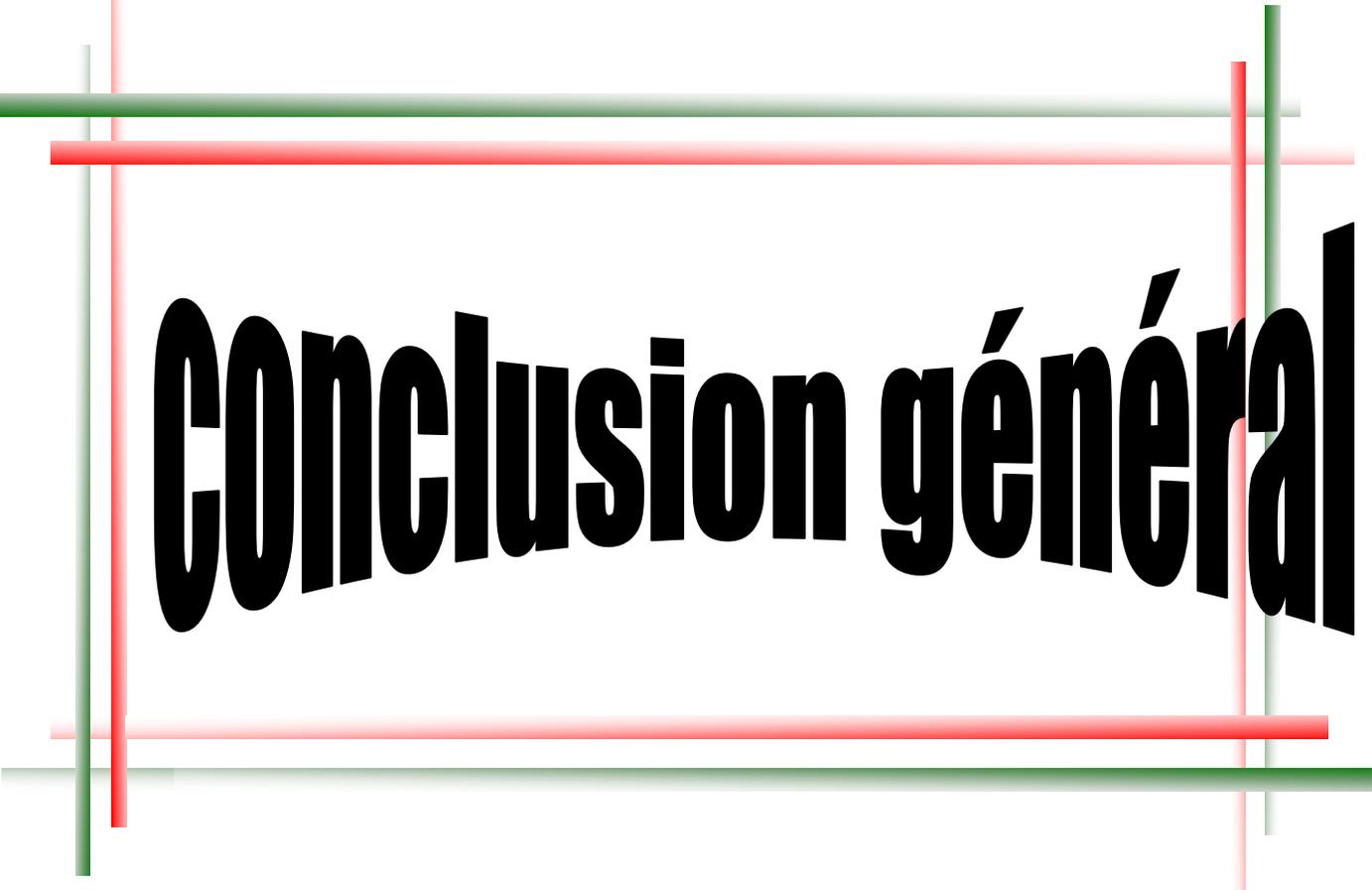
$$q = 4663. / 25.5 \cdot 2 = 91.43 \text{ Kpa}$$

$$v = 0.3$$

$$S_i = 2.137 \text{ cm} < S^{\text{adm}} = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

**7.12. Conclusion**

Après calcul nous avons retenus dans le cas des semelles isolée qu'il ya un chevauchement entre certains semelles, cette situation nous a obligé de passé aux fondations sur semelle filante.



**Conclusion général**

## *Conclusion général*

---

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à ossature mixte (voile – portique) contreventée par les voiles, est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation et d'application du logiciel de calcul (ETABS).

Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles en Génie Civil en tenant compte des règlements en vigueur, nous a incité à nous documenter d'avantage.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- ✓ La résistance
- ✓ La durabilité
- ✓ L'économie

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.



# BEBLIOGRAPHIQUE



## Les livres:

 *Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI- \*office des publications universitaires 1991.*

 *Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN- \*EYROLLES 1992\*.*

 *Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX- \*3<sup>eme</sup> édition 99\*.*

 *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 ».*

 *Règles Parasismiques Algériennes RPA 99*

 *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.*

 *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.*

 *Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études.*

A.MEDJBER/M.HAFIAN/H.AÏMER

## Des mémoires de fin d'étude :

 Daoud Hasna, BenouliMarouane Tarik , Mémoire fin d'étude, université de Tiaret, Etude d'un bâtiment R+6 en béton armé a usage multiple, Tiaret-2015.

 Horabiabed el aziz. Etude d'un batiment +9 en béton armé a usage multiple, tissemsilett-2018.

## Site d'internet :

- <https://bouzid-haytham.blogspot.com>

## Outils informatiques

 Logiciel AUTOCAD

 Logiciel ETABS

 Logiciel EXCEL

# Annexes

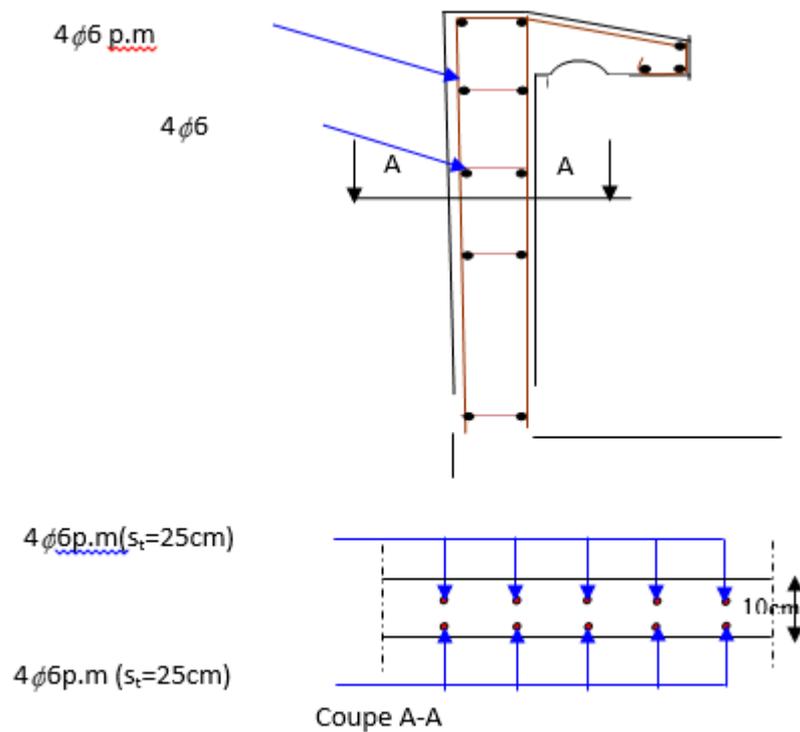


Figure III.2 : Schéma du ferrailage de l'acrotère

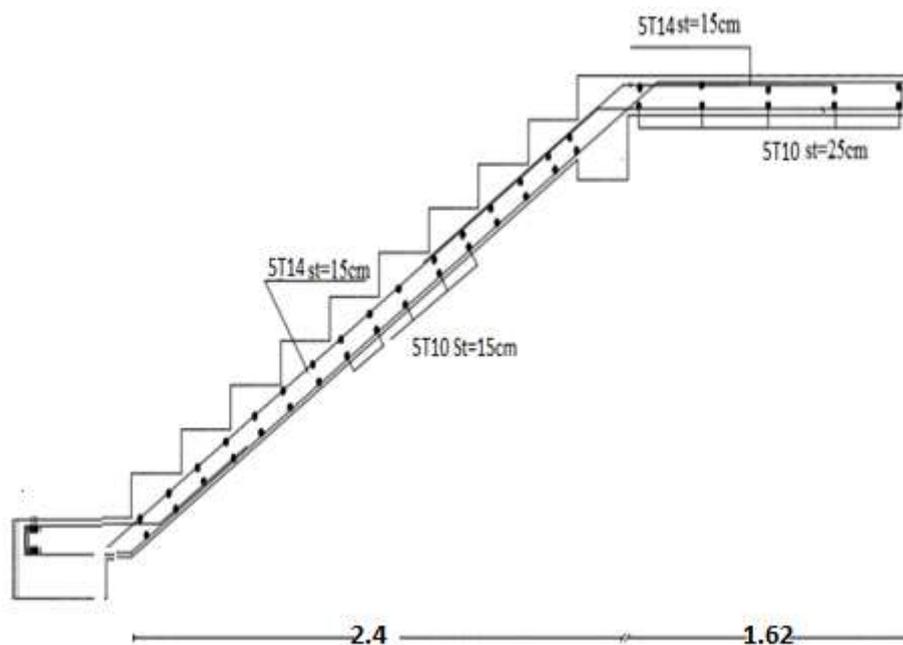


Figure III.3 : Schéma du ferrailage de l'escalier

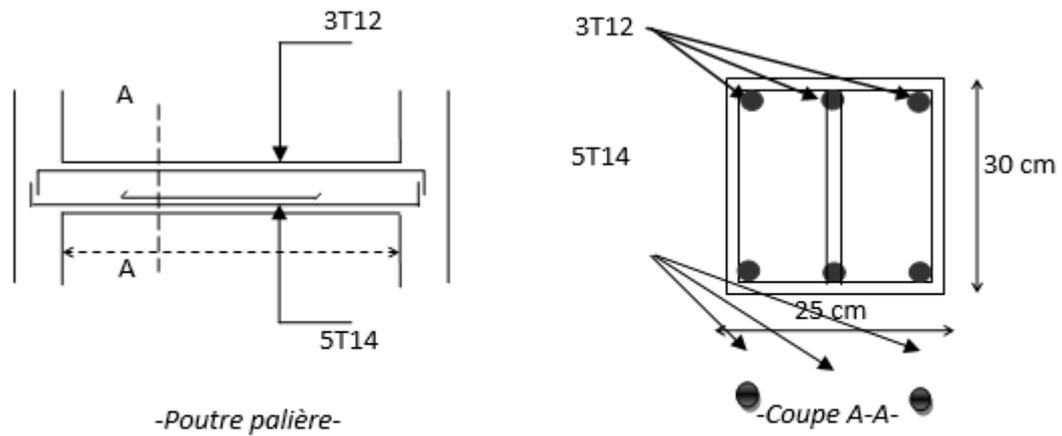


Figure III.6 : Ferrailage de la poutre palière

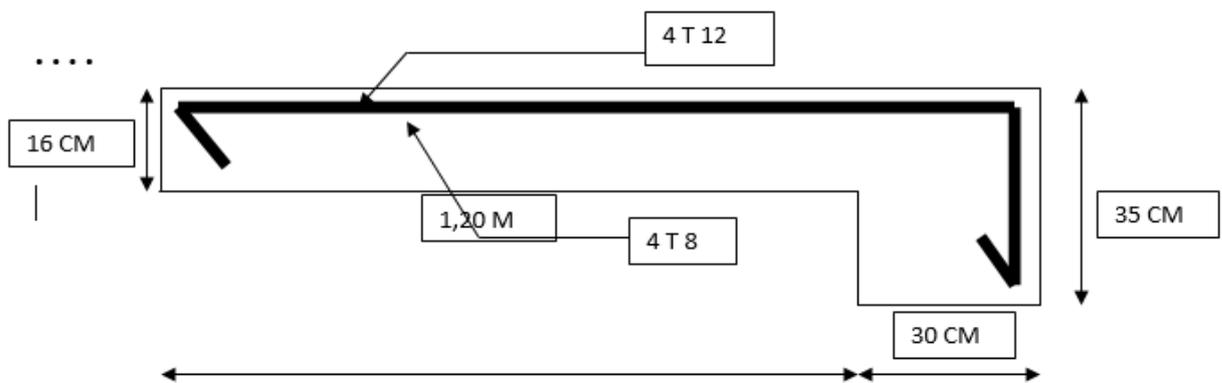


Figure III.7 : Ferrailage de balcon.

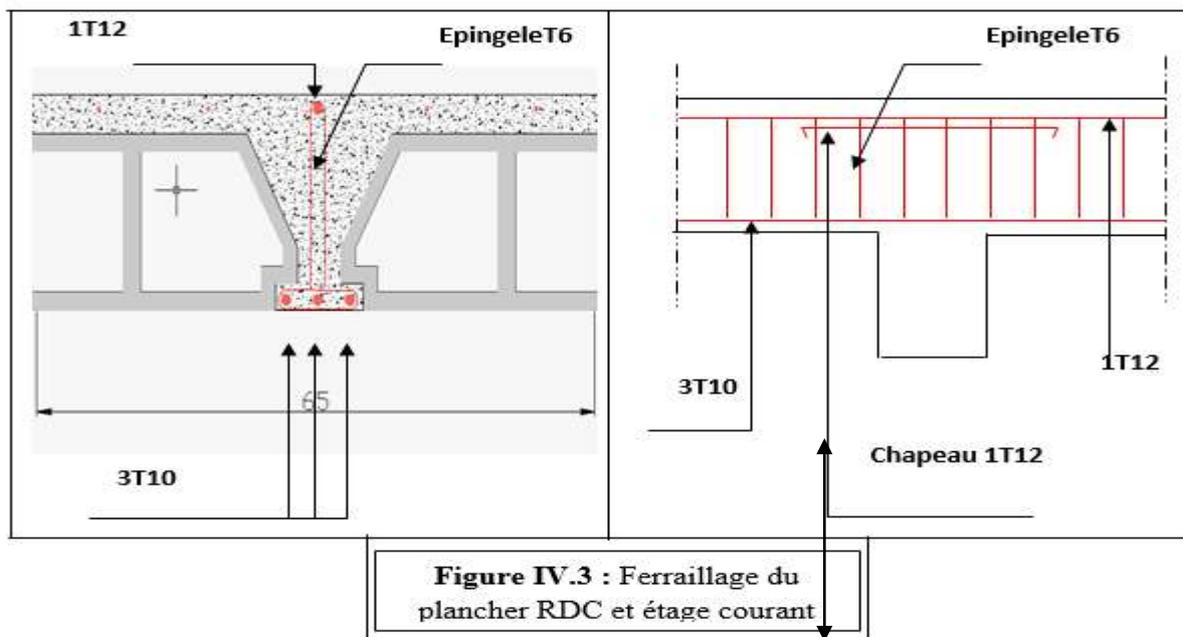
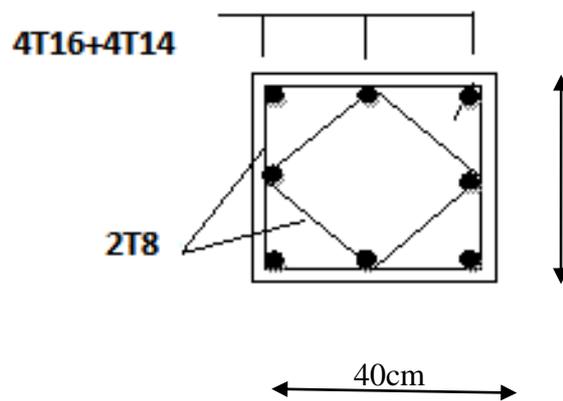


Figure IV.3 : Ferrailage du plancher RDC et étage courant



s

Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de poteau

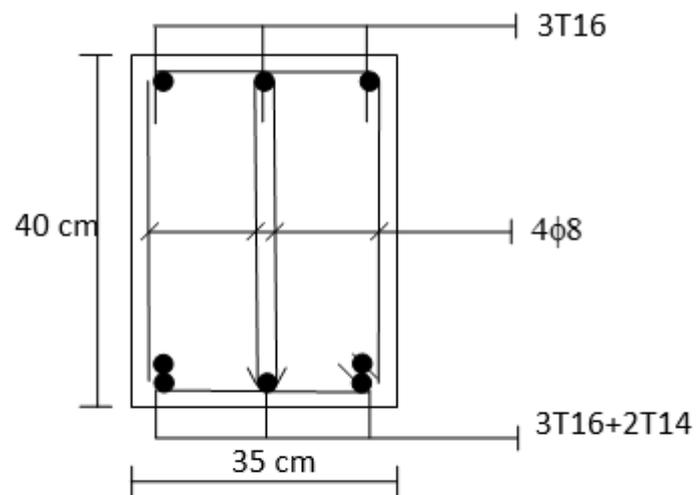


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la poutre principale

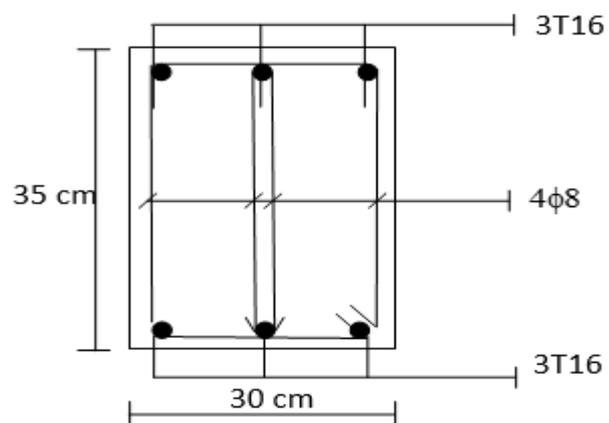


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

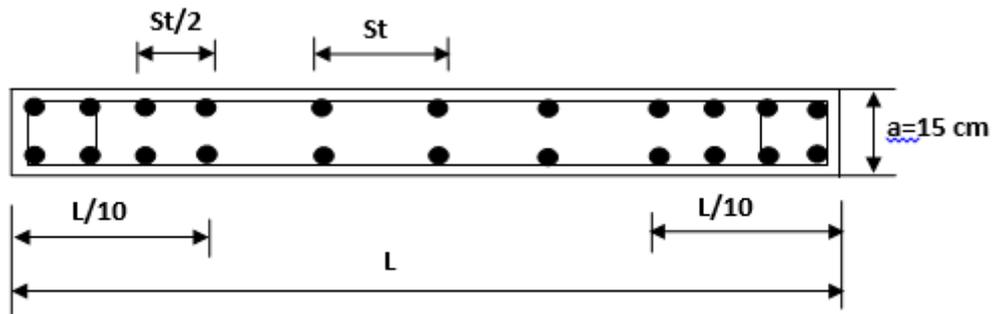


Figure VI.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

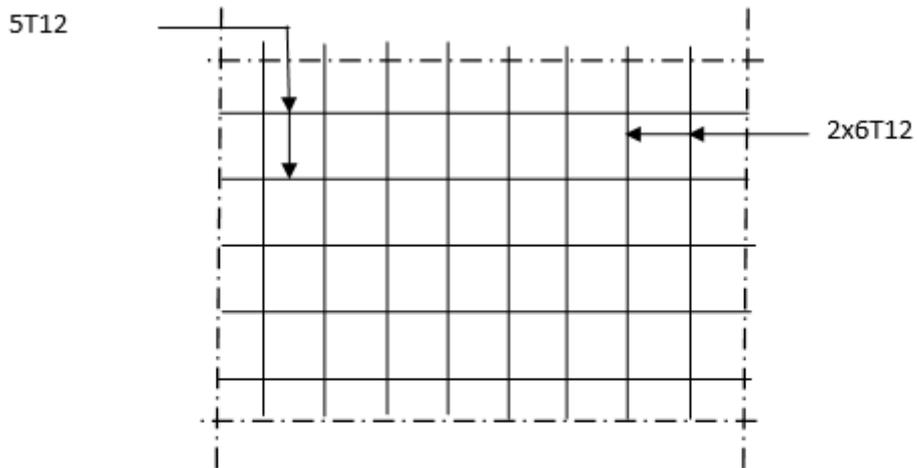


Figure VI.8 : disposition du ferrailage du voile