



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



**ÉTUDE UN BLOC EN BÉTON ARMÉ (S/SOL + RDC +10) À USAGE MULTIPLE STRUCTURE EN VOILES PORTEURS.**

**Président : Mr. ZELMAT YACINE**

**Examineur : Dr. BAHAR SADEK**

**Présenté par :**

**MECHENGUEL HAFSA**

**Encadré par :**

**Mr MEHALA tewfik**

**Année universitaire 2024-2023**

## *DÉDICACE*

---

Oui, après des années de sacrifices et d'efforts, je peux enfin dire que je l'ai fait. Ce travail m'est plus cher car il est le fruit de cette dernière.

C'est pourquoi je dédie ce travail à toutes les personnes qui m'ont fait confiance, à mes parents qui ont apporté un soutien moral à toute ma famille, à mes amis, notamment : **ILHAM, CHERIFA, SAMRA**, et tous mes amis de génie civil.

## *REMERCIEMENTS*

---

Me voici aujourd'hui, pas à pas avec le succès, un succès dans lequel je remercie Dieu Tout-Puissant de m'avoir accordé le succès. Je me remercie d'avoir travaillé dur pour réaliser un rêve pendant des années.

Un grand merci à mon encadrant, **M. MAHLLA TEWFIK**, qui m'a aidé et m'a permis d'atteindre ce niveau. Je tiens également à remercier le jury qui m'a fait l'honneur d'examiner cette œuvre.

Enfin, je remercie tous ceux qui m'ont soutenu et m'ont apporté tout leur soutien

## *RÉSUMÉ*

---

Ce projet présente une étude du bâtiment bloc à usage commercial et d'habitation, composé d'un sous-sol et Rez de chaussée +10 étages. Contreventé par des voiles porteurs et implanté à Mostaganem Le bâtiment est implanté dans une zone sismique **zone IIa** selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA 99 V 2003)

L'étude technique a été établie conformément aux règles algériennes en vigueur (RPA99/2003, CBA 93, BAEL91/99) et se divise en :

- Description général du projet ; le pré dimensionnement et la descente de charge
- Etude des éléments non structuraux
- Etude dynamique de la structure par logiciel ROBOT Version 2023
- En fin l'étude des éléments résistants de la structure (planchers, voiles, radier général)

**Mots clés :** Bâtiment, Ferrailage, Séisme, Eléments porteurs, Eléments secondaires.

## ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة للكتلة البنائية للاستخدام التجاري والسكني المكونة من طابق سفلي وطابق أرضي + 10 طوابق. مدعومة بأشعة حاملة وتقع في مستغانم يقع المبنى في المنطقة الزلزالية (المنطقة IIa) حسب الأنظمة الزلزالية الجزائرية المعمول بها (RPA 99 V 2003) تم إعداد الدراسة الفنية وفقا للقواعد الجزائرية المعمول بها (RPA99/2003)

وينقسم إلى : (CBA 93, BAEL91/99)

- الوصف العام للمشروع وإعطاء الأبعاد الأولية للعناصر
- دراسة العناصر التي لا تساهم في مقاومة المنشأ
- الدراسة الديناميكية للمنشأ باستخدام برنامج ROBOT 2023
- دراسة الاجزاء المقاومة للبناءية .(الجدران المسلحة والاساسات)

كلمات البحث: البناء، التقوية، زلزال، عناصر تحمل العناصر الثانوية

## *ABSTRACT*

---

This project presents a study of the building block for commercial and residential use, consisting of a basement and ground floor + 10 floors. Braced by supporting sails and located in Mostaganem

The building is located in a seismic zone IIa according to the Algerian seismic regulations in force (RPA 99 V 2003)

The technical study was established in accordance with the Algerian rules in force (RPA99/2003, CBA 93, BAEL91/99) and is divided into:

- General description of the project; pre-sizing and load lowering
- Study of non-structural elements
- Dynamic study of the structure using ROBOT software Version 2023
- Finally, the study of the resistant elements of the structure (floors, sails, general base)

**Keywords :** building, Reinforcement, Earthquake, carrying elements, Secondary elements.

Dédicace.....	0
Remerciements.....	2
Résumé.....	3
ملخص.....	4
ABSTRACT.....	5
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	15
<b>CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET</b> .....	16
1.1 Présentation du projet .....	17
1.2 Nature de l'ouvrage.....	17
1.3 Caractéristiques géométriques .....	17
1.4 Composition de la structure .....	18
1.4.1 Ossature de l'ouvrage .....	18
1.4.2 Les Plancher.....	18
1.4.3 Les Voiles .....	18
1.4.4 Les Escaliers .....	18
1.4.5 L'acrotère.....	18
1.4.6 Maçonnerie .....	18
1.4.7 Revêtement .....	18
1.5 Données du site.....	19
1.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	19
1.6.1 Béton.....	19
a. Caractéristique du béton.....	19
<input type="checkbox"/> Résistance caractéristique à la compression $f_{cj}$ .....	19
<input type="checkbox"/> Coefficient de poisson.....	19
<input type="checkbox"/> Résistance à la traction $f_{tj}$ .....	20
<input type="checkbox"/> Contraintes limites de compression .....	20
<input type="checkbox"/> La contrainte ultime de cisaillement (C.B.A 93, A.5.1.2.1).....	20
<b><math>\tau_u = \min 0,2 f_{c28\gamma_b}; 5MPa</math></b> .....	21
<b><math>\tau_u = \min 0,15 f_{c28\gamma_b}; 4MPa</math></b> .....	21
b. Module de déformation longitudinale du béton (C.B.A 93, A.2.1.2.) .....	21
1.6.2 Acier.....	21
a. Caractéristiques physiques et mécaniques .....	22
b. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à .....	22
c. Contraintes limites .....	22
<input type="checkbox"/> Etat limite ultime (E.L.U) .....	22
<b><math>\sigma_s = f_{eys} \quad \epsilon_s \leq \epsilon_L</math></b> .....	22

	<b><math>\gamma_s</math> : Coefficient de sécurité.....</b>	23
	<input type="checkbox"/> État limite de service (E.L.S) .....	23
1.7	Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions.....	23
	- Etat limite ultime .....	23
	- Etat limite de service .....	24
1.8	Normes et Logiciels utilisées .....	24
1.9	Plan d'architecture .....	25
	<b>CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT DES</b>	<b>ELEMENTS</b>
	<b>RESISTANTS.....</b>	29
2.1	Introduction.....	30
2.2	Pré dimensionnement des planchers .....	30
2.3	Pré dimensionnement Les voiles.....	31
	<input type="checkbox"/> Voile périphérique .....	32
2.4	Pré dimensionnement des poutres.....	32
2.5	Pré dimensionnement des escaliers.....	33
2.6	Descente de charge .....	34
2.6.1	Murs extérieurs .....	34
2.6.2	Murs intérieurs .....	34
2.6.3	Plancher terrasse .....	34
2.6.4	Plancher étage courant .....	35
2.6.5	Plancher RDC .....	35
2.6.6	Sous-sol.....	36
2.6.7	Balcon .....	36
2.6.8	Paillasse.....	36
2.6.9	Palier .....	37
	<b>CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX .....</b>	38
3.1	Introduction.....	39
3.2	Etude d'acrotère .....	39
3.2.1	Définition .....	39
3.2.2	Calcul des sollicitations .....	39
	<input type="checkbox"/> La force horizontale .....	40
	<input type="checkbox"/> Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant .....	40
3.2.3	Calcul du ferrailage.....	40
3.2.4	Vérification à ELS .....	42
3.2.5	Vérification des contraintes de cisaillement .....	43
3.2.6	Dessin de ferrailage.....	44

3.3	Etude de Balcon .....	44
3.3.1	Calcul à l'état limite ultime ELU .....	44
	Les armatures des répartitions.....	46
3.3.2	Calcul à l'état limite ultime ELS.....	46
3.3.3	Vérification de l'effort tranchant .....	48
3.3.4	Vérification de la flèche .....	49
3.4	Etude des escaliers .....	49
3.4.1	Définition .....	49
3.4.2	Différents éléments de l'escalier.....	50
3.4.3	Vérification de la loi de Blondel .....	50
3.4.4	Sollicitations de calcul .....	50
	Combinaisons fondamentales .....	51
	Etat limite ultime (ELU) .....	51
	Etat limite service (ELS).....	51
3.4.5	Calcul du ferrailage.....	52
	Vérification des contraintes dans le béton .....	53
	Vérification des contraintes dans l'acier.....	53
	En appui .....	54
	Vérification des contraintes dans le béton .....	55
	Vérification des contraintes dans l'acier .....	55
3.4.6	Vérification au cisaillement .....	56
<b>CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE .....</b>		<b>57</b>
4.1	Introduction.....	58
4.2	Choix de la méthode de calcul .....	58
4.3	Méthode statique équivalente.....	58
4.3.1	Principe .....	58
4.3.2	Conditions d'application.....	58
4.4	Méthode modale spectrale .....	59
4.4.1	Principe .....	59
4.5	Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme .....	59
4.6	Méthode dynamique modale spectrale.....	59
4.6.1	Spectre de réponse de calcul .....	59
4.6.2	Coefficient d'accélération de zone.....	60
4.6.3	Facteur de correction d'amortissement .....	60
	Période T1 et T2 du site considérée S2.....	60
4.6.4	Coefficient de comportement de la structure .....	60

4.6.5	Facteur de qualité.....	61
	Poids total de la structure.....	62
4.6.6	Détermination des paramètres des combinaisons d'action .....	62
4.6.7	Facteur d'amplification dynamique moyen D.....	62
4.7	Modélisation de la structure.....	62
	Position des voiles.....	63
4.8	Calcul de la force sismique totale .....	63
4.10	Vérification des déplacements inter étage.....	69
4.11	Vérification effet P-delta.....	70
4.12	Calcul de la force sismique selon la hauteur.....	72
	<b>CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....</b>	<b>73</b>
	Introduction.....	74
5.1	Etude des plancher en dalles Pleines.....	74
5.1.1	Méthode de calcul .....	74
5.1.2	Sous-sol.....	75
	Evaluation des charges.....	75
	Combinaison d'action .....	75
	Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91).....	75
	La réduction des moments .....	75
	Sens xx.....	76
	Sens y-y.....	79
5.2	Etude des voiles .....	83
5.2.1	Introduction.....	83
5.2.2	Voile de contreventement .....	83
5.2.3	Méthode de calcul .....	83
5.2.4	Exemple de calcul .....	84
5.2.5	Les sollicitations de calcul XX .....	84
5.2.6	Les sollicitations de calcul YY .....	84
5.2.7	Résumé du calcul de ferrailage des voiles .....	88
5.3	Etude des poutres .....	89
5.3.1	Les combinaisons de calcul.....	89
5.3.2	La méthode de calcul .....	89
5.3.3	Le ferrailage d'une poutre .....	90
	En travée .....	90
	Les armatures minimales .....	90
	En appui .....	91

Armatures transversales .....	93
Diamètre des armatures transversales .....	93
L'espacement des armatures transversales.....	93
<b>CHAPITRE 6 : INFRASTRUCTURE .....</b>	<b>95</b>
Introduction.....	96
6.1 Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres .....	96
6.2 Choix du type de fondation.....	96
6.2.1 Vérification .....	97
6.2.2 Etude du radier .....	97
6.2.3 Caractéristiques du radier.....	99
6.2.4 Vérification des contraintes .....	99
6.2.5 Vérification de l'effet sous pression .....	101
6.2.6 Calcul du ferrailage du radier .....	101
Sollicitations de calcul .....	102
Calcul des armatures .....	102
Condition de non fragilité .....	102
Vérification des contraintes dans l'acier .....	102
6.3 Voile périphérique .....	104
6.3.1 Introduction.....	104
6.3.2 Le Dimensionnement .....	104
6.3.3 Combinaison fondamentale.....	104
6.3.4 Calcul des contraintes .....	104
6.3.5 Calcul du ferrailage.....	105
6.3.6 Calcul des ferrillages.....	106
6.3.7 Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....	106
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>111</b>

## Liste des figures

<b>Figure 0-1:</b> Implantation du projet .....	17
<b>Figure 2-0-1:</b> Illustration dalle pleine. ....	30
<b>Figure 0-2 :</b> condition de redimensionnement du voile.....	31
<b>Figure 3-0-1 :</b> les dimensions d'acrotère. ....	39
<b>Figure 6-0-1 :</b> Vérification des contraintes à ELU .....	100
<b>Figure 6-0-2 :</b> Vérification des contraintes à ELS.....	100
<b>Figure 6-3 :</b> Vérification des contraintes à ACC.....	101

## Liste des tableaux

<b>Tableau1-1-1:</b> caractéristiques géométriques .....	17
<b>Tableau2-1-1 :</b> Descente de charge de murs extérieurs .....	34
<b>Tableau 4-5-1:</b> Facteur de qualité .....	61
<b>Tableau 5-2-1 :</b> choix du ferrailage.....	82
<b>Tableau 6-1 :</b> choix de ferrailage du radier.....	102
<b>Tableau 6-2 :</b> choix de ferrailage du radier à ELS .....	103

## Principales notations utilisées

**A** : coefficient d'accélération de zone

**Aa** : section d'armature en appui

**Al** : section d'armature longitudinale

**Amin** : section d'armature minimale déterminée par les règlements

**Ar** : section d'armature de répartition

**Aser** : section d'armature d'état limite de service

**At** : section d'armature de travée ou transversale

**Au** : section d'armature d'état limite ultime de résistance

**Ax** : section d'armature du sens x-x

**Ay** : section d'armature du sens y-y

**A'** : section d'armature comprimée

**A1** : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

**A2** : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

**Br** : section réduite du béton

**Cp** : facteur de force horizontale

**Cs** : coefficient de sécurité

**Cr** : charge de rupture

**D** : coefficient d'amplification dynamique

**E** : module de déformation longitudinale

**Eij** : module de déformation longitudinale instantanée

**Eiv** : module de déformation longitudinale différée

**G** : action permanente

**H** : hauteur

**HA** : armature à haute adhérence

**I** : moment d'inertie

**If** : moment d'inertie fictif

**L** : longueur

**Le** : longueur en élévation

**Ln** : entre axe des nervures

**M** : moment fléchissant

**Ma** : moment fléchissant en appui

**Mc** : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

**Mg** : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde  
**Mser** : moment fléchissant d'état limite de service  
**Mt** : moment fléchissant de travée  
**Mu** : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance  
**Mx** : moment fléchissant du sens x-x  
**My** : moment fléchissant du sens y-y  
**M0** : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée  
**M1** : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud  
**M2** : coefficient de Pigeaud  
**M22** : moment suivant le sens 2-2  
**M33** : moment suivant le sens 3-3  
**N** : effort normal  
**Ne** : effort normal au centre de la section  
**Nser** : effort normal d'état limite de service  
**Nu** : effort normal d'état limite ultime de résistance  
**P** : poids propre ; périmètre  
**Pr** : poids propre du radier  
**Q** : action variable quelconque ; facteur de qualité  
**S** : surface  
**Sr** : surface du radier  
**T** : effort tranchant  
**Tx** : période fondamentale dans le sens x-x  
**Ty** : période fondamentale dans le sens y-y  
**V** : action sismique ; effort horizontal  
**Vt** : effort sismique à la base de la structure  
**W** : poids total de la structure  
**Wp** : poids de l'élément en considération.  
**a** : longueur ; distance ; dimension  
**b** : largeur  
**b0** : largeur de la nervure  
**b1** : largeur de poteau  
**c** : enrobage  
**d** : hauteur utile ;  
**e** : excentricité ; espacement

**f** : flèche  
**fc** : contrainte caractéristique du béton à la compression  
**fe** : limite élastique d'acier  
**ft** : contrainte caractéristique du béton à la traction  
**g** : giron de la marche  
**h** : hauteur  
**hc** : hauteur du corps creux  
**hd** : hauteur de la dalle  
**he** : hauteur libre  
**hmoy** : hauteur moyenne  
**ht** : hauteur totale  
**h'** : hauteur de la zone nodale  
**h1** : hauteur du poteau  
**i** : rayon de giration  
**j** : nombre des jours  
**l** : longueur ; distance  
**lf** : longueur de flambement  
**lx** : la petite dimension du panneau de la dalle  
**ly** : la grande dimension du panneau de la dalle  
**l'** : longueur de la zone nodale  
**qser** : charge linéaire d'état limite de service  
**qu** : charge linéaire d'état limite ultime de résistance  
**qP** : charge linéaire du palier  
**s** : espacement  
**t** : espacement ; période  
**y1** : ordonnée du centre de gravité de la section homogène

# ***INTRODUCTION GENERALE***

L'aboutissement d'un projet de construction d'ouvrage de génie civil en général est le fruit d'un long travail fait par une équipe pluridisciplinaire ayant des domaines de compétences assez variés. Le rôle de l'ingénieur dans cette équipe est de concevoir, d'analyser et de dimensionner les différents éléments porteurs de l'ouvrage ainsi que d'assurer sa fonctionnalité, sa résistance mécanique pendant la durée d'exploitation, et sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la fiabilité de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié consiste à **étudier un bloc en béton armé (S/sol + RDC +10) à usage multiple structure en voiles porteurs.**

Notre travail est structuré comme suit :

- Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions avec les caractéristiques des matériaux utilisées.
- Le second chapitre traite le pré dimensionnement des différents éléments résistants (Planchers et voiles) et dans le troisième chapitre fait une étude des éléments secondaires (acrotère, balcon, escalier,).
- Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure moyennant le logiciel de calcul des structures ROBOT, qui permet la détermination de l'action sismique.
- Les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferrailage des éléments résistants (voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.
- Le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol.

Finalement, on terminera le travail par une conclusion générale.



***CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET***

## 1.1 Présentation du projet

Notre projet va porter sur la réalisation d'un bâtiment multifonctionnel en R+10 avec sous-sol. Il sera implanté dans la wilaya d'Mostaganem classée en zone de moyenne sismicité IIa selon le RPA 99.

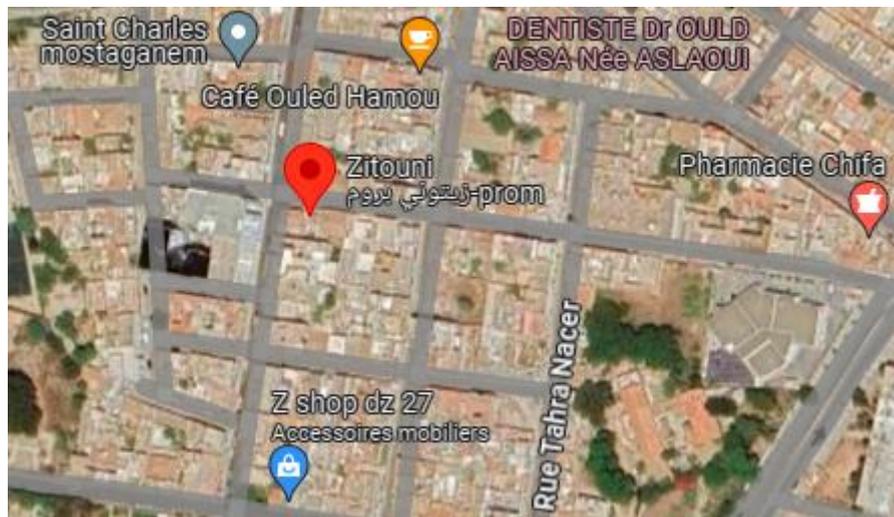


Figure 0-1: Implantation du projet

## 1.2 Nature de l'ouvrage

Le bâtiment est composé de :

- ✓ Sous-sol qui servira de parking
- ✓ RDC à usage de locaux commerciaux.
- ✓ 10 étages à usage d'habitation
- ✓ Une terrasse inaccessible.

## 1.3 Caractéristiques géométriques

Tableau 1-1-1: caractéristiques géométriques

Longueur totale	27,21 m
Largeur totale	19,84 m
Hauteur sous-sol	3,00 m
Hauteur du RDC	4,00 m
Hauteur étage courant	3,06 m
Hauteur totale	37,60 m

## **1.4 Composition de la structure**

Selon l'article 2.5.4 du RPA99 (version 2003) les ouvrages doivent en général comporter :

### **1.4.1 Ossature de l'ouvrage**

La stabilité des structures vis-à-vis des charges horizontales, est assurée par des voiles de contreventement et les planchers sont en dalle pleine pour tous les niveaux.

### **1.4.2 Les Plancher**

Un seul type de plancher a été adopté pour ce projet et c'est un plancher à dalle pleine.

### **1.4.3 Les Voiles**

Les voiles sont en béton armé continu sur toute la hauteur du bâtiment.

### **1.4.4 Les Escaliers**

Les escaliers sont droits à deux volées avec un palier de repos en béton armé au droit de chaque niveau.

### **1.4.5 L'acrotère**

Le bloc a une terrasse inaccessible ; La hauteur de l'acrotère est de 1.00m, exécuté en béton armé.

### **1.4.6 Maçonnerie**

**Murs extérieurs** : Les murs extérieurs sont constitués de maçonnerie en doubles parois exécutées en briques creuses dont l'épaisseur est égale à 30 cm.

**Murs intérieurs** : Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### **1.4.7 Revêtement**

- \_ Enduit en plâtre pour les plafonds.
- \_ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- \_ Revêtement à carrelage pour les planchers.

## 1.5 Données du site

Tableau 1-2 : données du site

Zone de sismicité	Ila
Groupe d'usage	2
Site	rocheux
Contrainte admissible du sol	4 bars

## 1.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux

### 1.6.1 Béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

#### a. Caractéristique du béton

- **Résistance caractéristique à la compression  $f_{cj}$**

Pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{C.B.A 93, A2.1.1.1}).$$

Poids volumique du béton :  $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$ .

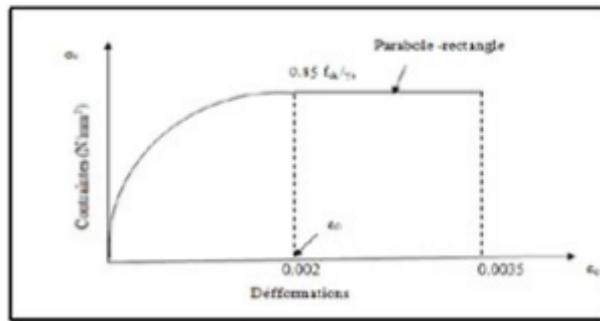
- **Coefficient de poisson**

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques...), on prendra :

$\nu = 0 \Rightarrow$  états limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0,2 \Rightarrow$  états limites de service (béton non fissuré).

- **Résistance à la traction  $f_{tj}$**



**Figure 1-2** : Diagramme parabolique rectangle du béton

La résistance caractéristique à la traction, notée  $f_{tj}$ , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } j=28 \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de :  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$ .

- **Contraintes limites de compression**

- La contrainte limite ultime du béton comprimé est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.}) [2]$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ 1,15 \rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\text{➤ } \sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\text{➤ } \sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{30}{1,15} = 18,5 \text{ MPa.}$$

- La contrainte limite service du béton comprimé est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} \text{ MPa (C.B.A 93, A.4.5.2) / } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

- **La contrainte ultime de cisaillement (C.B.A 93, A.5.1.2.1)**

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

➤ **Fissuration non préjudiciable (peu nuisible)**

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\}.$$

➤ **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}.$$

### **b. Module de déformation longitudinale du béton (C.B.A 93, A.2.1.2.)**

- **Le module de déformation longitudinale instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est donné par :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 MPa.$$

- **Le module de déformation longitudinale différée :**

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, utilise le module de déformation longitudinale différée  $E_{ij}$  qui est donné par la formule :

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 MPa.$$

## **1.6.2 Acier**

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

Les aciers utilisés sont de deux types :

- ✓ **Les ronds lisses (RL) :** feE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 235 MPa.
- ✓ **Les aciers à hautes adhérences (HA) :** feE400 et feE500 correspondent à des limites garanties d'élasticité de 400 MPa et 500MPa respectivement.

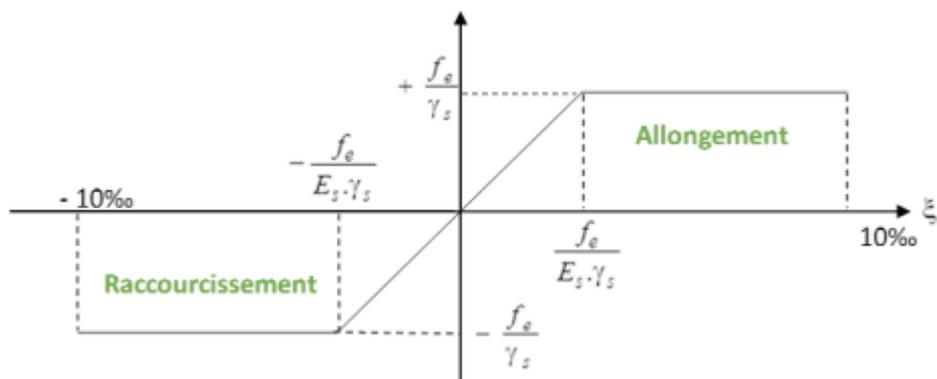
### a. Caractéristiques physiques et mécaniques

Type	Désignation	Limite d'élasticité
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE500	500

### b. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à

Le module de déformation longitudinale  $E_s$  sera pris :

$E_s = 210000 \text{ MPa}$ . (C.B.A 93, A.2.2.1.)



**Figure 1.3** : Diagramme contrainte déformation de l'acier

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance FeE500 → (limite d'élasticité  $f_e = 500\text{MPa}$ )

### c. Contraintes limites

#### ✓ Etat limite ultime (E.L.U)

La contrainte admissible de l'acier est définie par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_L$$

(C.B.A 93 A.2.2.2).

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_L$$

Avec :

$\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 210 000 MPa.

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \rightarrow \text{situation courante.} \\ 1 \rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

### ✓ État limite de service (E.L.S)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

#### ➤ Fissuration peu nuisible

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

#### ➤ Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{c28}}\right)\text{MPa.}$$

#### ➤ Fissuration très préjudiciable

$$\sigma_s \leq \sigma_{st} = \min(0,5f_e; 90\sqrt{\eta f_{c28}})\text{MPa.}$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

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

## 1.7 Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions

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

### - Etat limite ultime

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

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

### - Etat limite de service

Combinaison d'action suivante :  $G + Q$ .

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

- $G+Q\pm E$
- $0,8 G\pm E$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

## 1.8 Normes et Logiciels utilisés

- **Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93)** : basé sur la théorie des états limites.
- **Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003)** : Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.
- **DTR B.C. 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation** : Le présent document traite des charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs
- **BAEL 91 révisé en 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

AUTOCAD (version2021) : pour le dessin des plans

ROBOT (version 2022) : pour la modélisation de la structure

## 1.9 Plan d'architecture

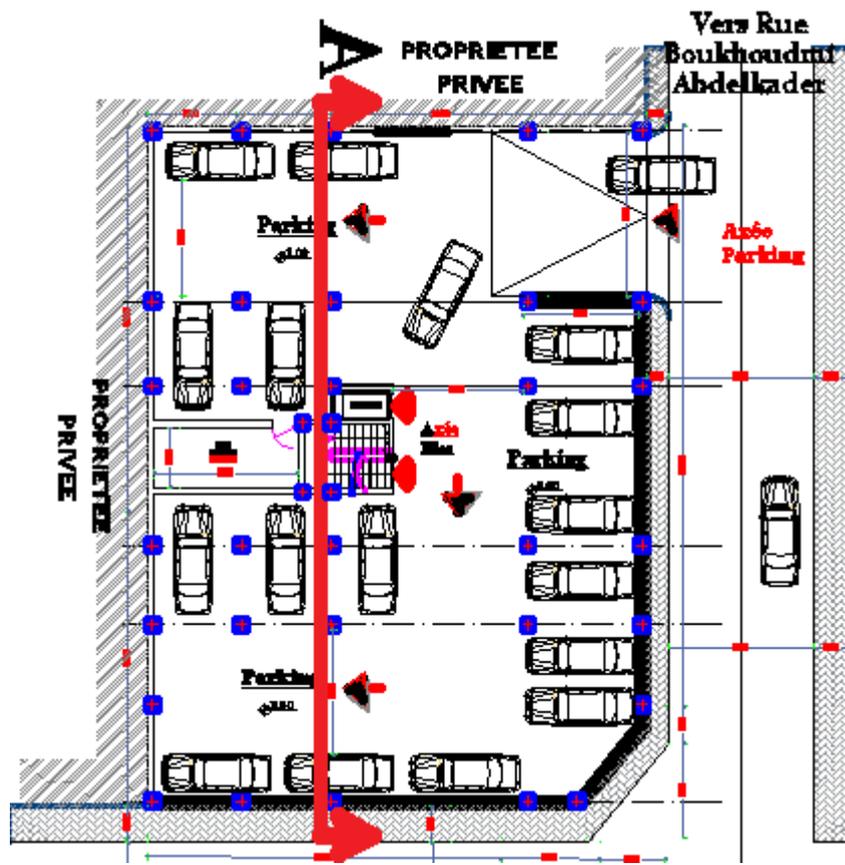


Figure 1.4 : plan du sous-sol

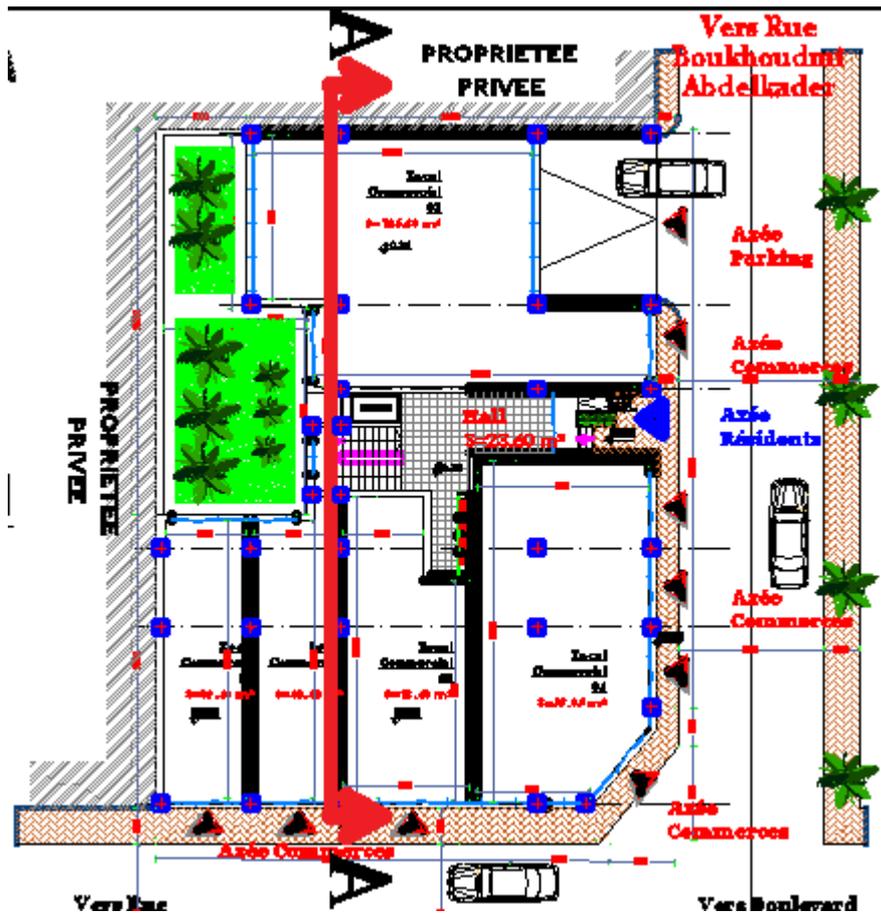


Figure 1.5 : plan du RDC



Figure 1.8 : plan de la façade principale

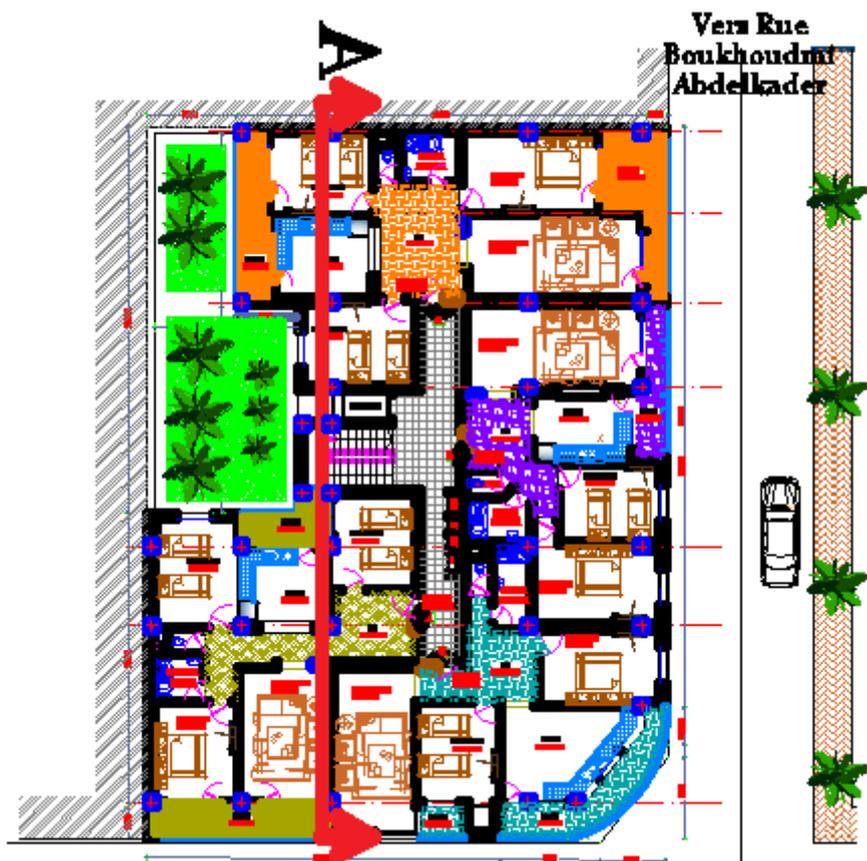


Figure 1.6 : plan de l'étage courant



**Figure 1.7** : plan de la façade latérale



***CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT DES  
ELEMENTS RESISTANTS***

## 2.1 Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré dimensionnement. Il serait fait selon les règles techniques algériennes BAEL.91 et RPA99 (version 2003), tout en respectant l'économie et la sécurité.

## 2.2 Pré dimensionnement des planchers

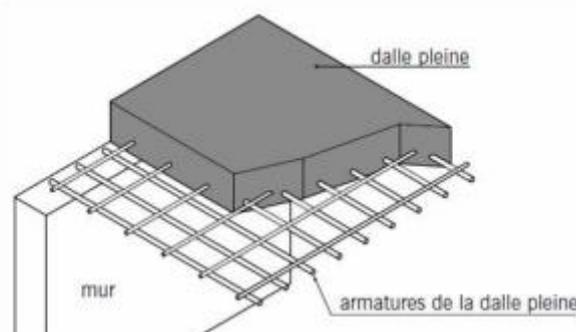
C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- De résistance à la flexion

$$\begin{cases} \frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} & \text{pour une dalle continue sur 2 appui} \\ \frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} & \text{pour une dalle continue sur 3 ou 4 appuis} \end{cases}$$

- D'isolation acoustique :  $e \geq 16\text{cm}$ .
- De condition de flèche  $f \leq \frac{L}{500}$ .
- De sécurité vis-à-vis de l'incendie : on choisit  $e=7\text{cm}$  pour 1h de coupe-feu et 11cm pour 2h.



**Figure 2-0-1:** Illustration dalle pleine.

Notre panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$Ly=7,14 \text{ m} \quad \text{et} \quad Lx=6,81 \text{ m}$$

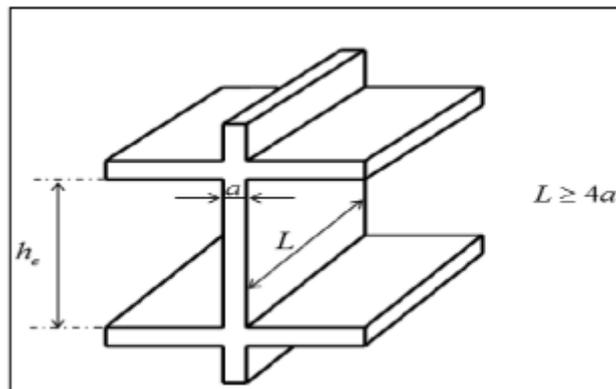
$\rho = \frac{6,81}{7,14} = 0,95 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$  **Donc : La dalle est considérée comme portant dans deux directions.**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{681}{50} \leq e \leq \frac{681}{40} \Rightarrow 13,62 \leq e \leq 17,02$$

On prend : **e=20cm.**

### 2.3 Pré dimensionnement Les voiles

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



**Figure 0-2** : condition de redimensionnement du voile

Selon l'article **7.7.1 du RPA99/2003**, l'épaisseur minimale d'un voile doit être de **15 cm**, d'un autre côté elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités, soit :

$$L \geq 4 a$$

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

**he** : hauteur libre d'étage.

**he**= hauteur d'étage – l'épaisseur du plancher

$$h_e = 400 - 20 = 380 \text{ cm}$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{380}{20} = 19 \text{ cm}$$

Notre système de la construction est un voile porteur pour des raisons de sécurité on prend l'épaisseur :  $a = 30 \text{ cm}$ .

- **Voile périphérique** : C'est un élément d'infrastructure, continu entre le niveau des fondations et le niveau de base de la construction. Ce voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

$$a \geq \frac{he}{25} \quad \text{Et} \quad a \geq 15 \text{ cm}$$

$$he = 300 - 20 = 280 \text{ cm}$$

$$\frac{he}{25} = \frac{280}{25} = 11,2 \text{ cm}$$

On prend :  $a = 20 \text{ cm}$ .

## 2.4 Pré dimensionnement des poutres

Pour notre système voile porteur notre structure doit être entourée par une poutre périphérique

Le pré-dimensionnement de la poutre se fait en utilisant les conditions suivantes :

- D'après le **RPA 90 « version 2003 »** les poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

- Selon le **BAEL 91** le choix des sections des poutres se fait selon les formules empiriques suivantes :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

Le pré dimensionnement des poutres se fait suivant la longueur la plus défavorable

On a :  $L=714$  cm

$$\frac{714}{15} \leq h \leq \frac{714}{10} \Rightarrow 47,6 \leq h \leq 71,4$$

On prend :  **$h=50$  cm ;  $b=40$  cm**

## 2.5 Pré dimensionnement des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$ .

Avec : h : hauteur de la marche et g la largeur de la marche.

On choisit :  $h=17$ cm et  $g=30$ cm.

Nombre de contre marche

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

Nombre de marche =  $n-1$

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

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la volée.

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

Niveau	Hauteur cm	$N_{cmarches}$	$N_{marches}$	L (cm)	Lr (cm)	E (cm)
S-sol	150	9	8	240	283	$9.43 \div 14.15$
RDC	200	12	11	330	386	$12,86 \div 19,3$
Etage courant	153	9	8	240	285	$9.5 \div 14.25$

En prend : ép. = 16 cm.

## 2.6 Descente de charge

### 2.6.1 Murs extérieurs

**Tableau 2-1-1** : Descente de charge de murs extérieurs

Désignation	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Enduit ciment	18	0,02	0,36
2-briques creuses	9	0,15	1,35
3-lame d'air	0	0,05	0
4-briques creuses	9	0,10	0,9
5-Enduit en plâtre	10	0,02	0,2

$$G = 2,81 \text{ KN/m}^2$$

### 2.6.2 Murs intérieurs

**Tableau 2-2** : Descente de charge de murs intérieurs

Désignation	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Enduit en plâtre	10	0,02	0,4
2-Briques creuses	9	0,1	0,9

$$G = 1,30 \text{ KN/m}^2$$

### 2.6.3 Plancher terrasse

**Tableau 2-3** : descente de charge de plancher terrasse

Désignation	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Protection gravillon	20	0.05	1
2-Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3-Isolation thermique	4	0.04	0.16
4-Forme de pente	22	0.1	2,2

5-Dalle en béton armé	25	0.20	5
6-Enduit en plâtre	10	0,02	0.2

$$G= 8,68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1 \text{ KN/m}^2$$

## 2.6.4 Plancher étage courant

**Tableau 2-4** : Descente de charge de plancher étage courant

Désignation	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage + sable +mortier de pose	/	0.05	1.04
2-Dalle pleine en béton armé	25	0.2	5
3-Enduit en plâtre	10	0,02	0.2
4-Cloison légère	10	0.1	1

$$G= 7,24 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1,5 \text{ KN/m}^2$$

## 2.6.5 Plancher RDC

**Tableau2-5** : Descente de charge de plancher RDC

Désignation	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage + sable +mortier de pose	/	0.05	1.04
2-Dalle pleine en béton armé	25	0.2	5
3-Enduit en plâtre	10	0,02	0.2
4-Cloison légère	10	0.1	1

$$G= 7,24 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=5 \text{ KN/m}^2$$

## 2.6.6 Sous-sol

**Tableau 62-6** : Descente de charge de sous-sol

Désignation	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Charpie en béton	20	0,04	0,8
2-Dalle pleine en béton armé	25	0.2	5

$$G= 5,8 \text{ KN/m}^2$$

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

## 2.6.7 Balcon

**Tableau 72-7** : Descente de charge de balcon

Désignation	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage + sable +mortier de pose	/	0.05	1.04
2-Dalle pleine en béton armé	25	0.15	3,75
3-Enduit en plâtre	10	0,02	0.2

$$G= 4,99 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=3,5 \text{ KN/m}^2$$

## 2.6.8 Paillasse

**Tableau 82-8** : Descente de charge de paillasse

Désignation	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement horizontal	/	/	1,04
2- Revêtement vertical		$\frac{h}{g} \times 1,04$	0,59
3- Poids propre des marches	22	$\frac{h}{2}$	1,87
4- Poids propre de la paillasse	25	$\frac{e}{\cos \alpha}$	4,59
5- Enduit au ciment	18	$\frac{1,5}{\cos \alpha}$	0,30

$$G= 8,39 \text{ KN/m}^2$$

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

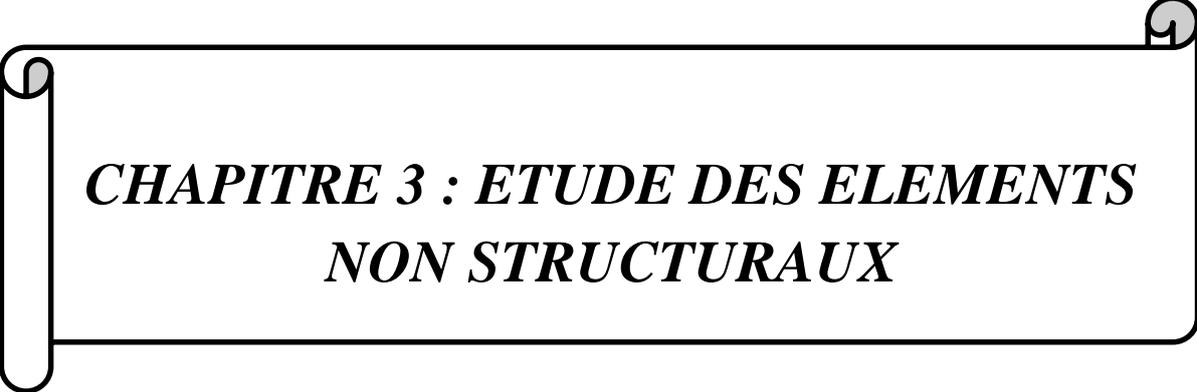
## 2.6.9 Palier

**Tableau 92-9** : Descente de charge de palier

Désignation	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement horizontal	/	/	1,04
2- Poids propre de la paillasse	25	0,16	4
3- Enduit au ciment	18	0,15	0,27

$$G= 5,31 \text{ KN/m}^2$$

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



***CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS  
NON STRUCTURAUX***

### 3.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux ne participant pas directement au contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs...) ou en béton armé (acrotère, balcon, escalier...Ets.).

### 3.2 Etude d'acrotère

#### 3.2.1 Définition

L'acrotère est un élément en béton armé qui joue le rôle d'un garde de corps contournant le bâtiment, conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Le calcul pour une bande linéaire de 1 mètre sera effectué en utilisant la méthode de flexion composée dans la section d'encastrement.

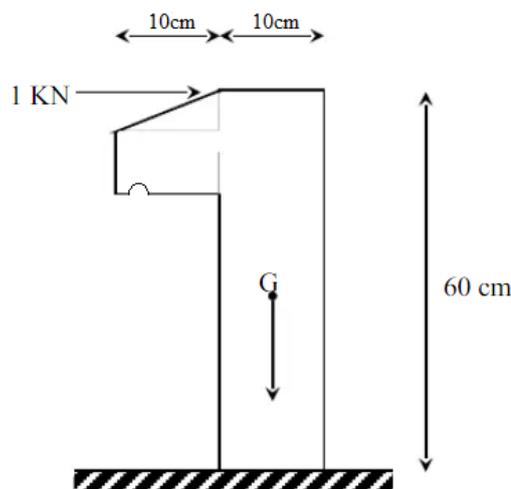


Figure 0 3-0-1 : les dimensions d'acrotère.

#### 3.2.2 Calcul des

##### sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge d'exploitation, on prend le maximum entre (1 kN et  $F_p$ )

$$W_p = \rho \times v = 25 \times \left[ \left( \frac{0,1 \times 0,04}{2} \right) + (0,06 \times 0,1) + (0,6 \times 0,1) \right] \times 1m \quad W_p = 1,7KN.$$

➤ **La force horizontale**

Selon l'article 6.2.3 du RPA99V2003, les éléments non-structuraux doivent être dimensionnés en fonction des forces horizontales, tel que décrit dans la formule ci-dessous :

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

- $F_p$  : représente la force horizontale due au séisme.
- $A$  : Le coefficient d'accélération de zone est obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA99 pour la zone sismique (zone II a) et le groupe d'utilisation du bâtiment (groupe2).
- $C_p$  : le facteur de force horizontale, qui varie entre 0,3 et 0,8 selon le tableau 6.1 du RPA99.
- $W_p$  : est le poids de l'élément considéré.

Dans notre cas :

$A = 0.15$  (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa)

$C_p = 0.8$  (Élément en console).

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7 \Rightarrow F_p = 0.816 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant**

- **ELU**

Effort normale de compression dû à G :  $N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 1,7 = 2,295 \text{ KN}$

Moment de renversement dû à Q :  $M_u = 1,5 \times F_p \times L = 1,5 \times 0,816 \times 1 = 1,224 \text{ KN.m}$

- **ELS**

Effort normal de compression :  $N_s = W_p = 1,7 \text{ KN}$

Moment de renversement :  $M_s = F_p \times L = 0,816 \text{ KN.m}$

### 3.2.3 Calcul du ferrailage

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

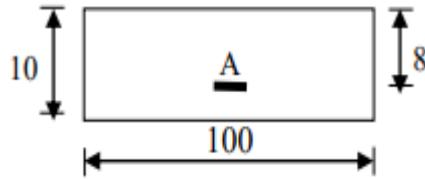


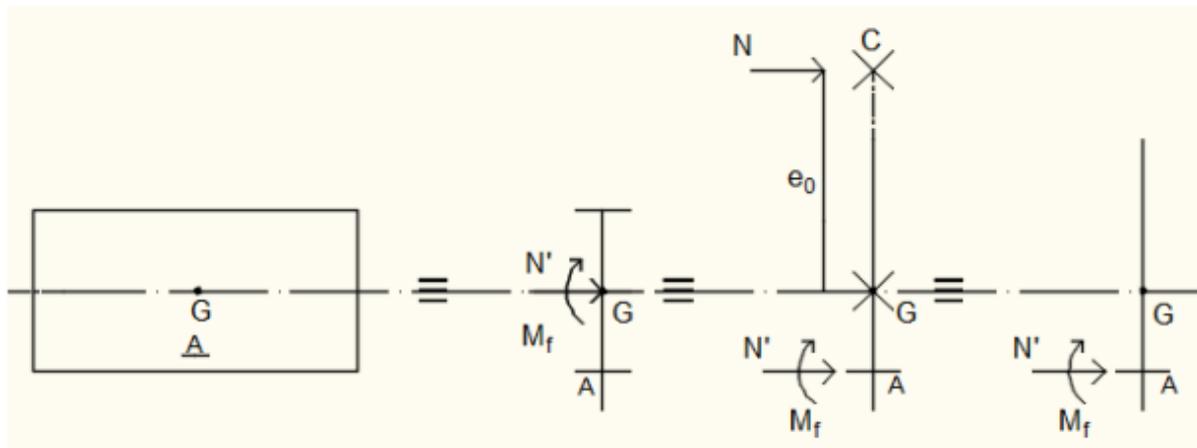
Figure 3.2 : section de calcul.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,224}{2,295} = 0,53m$$

$$e_0 = 0,53m > \frac{h}{2} - C = 0,03m$$

L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section ; donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

La section sera étudiée en flexion simple avec moment fictif  $M_f$  par rapport aux armatures tendue.



$$2.1.1.1 \quad M_f = Nu \cdot e = Nu \cdot \left( e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 229,5 \times \left( 0,53 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 128,52 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1285.2}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,0141$$

$\mu < \mu_L = 0.392$  la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

(Acier FeE400)  $\Rightarrow$  A' n'existe pas ;  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,0141)} \right) = 0,0177$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0177 = 0,992$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1285,2}{435 \times 0,992 \times 8} = 0,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{Nu}{100 \cdot \sigma_s} = 0,37 - \frac{229,5}{100 \times 435} = 0,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A; A_{min}) = 0,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures**

Soit : 4T10 /ml avec e=25cm

$$A \text{ choix} = 3,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

- **Les armatures des répartitions**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T8=2,01cm<sup>2</sup> avec e=20cm

### 3.2.4 Vérification à ELS

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right).$$

$$\sigma_s = \min (333,3; 201,63).$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

### Vérification

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0,471 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot dx \cdot D = 2 \times 8 \times 0,471 = 7.536 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,471 + \sqrt{0,471^2 + 7.536} = 2.31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 2.31^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (8 - 2.31)^2 = 1935.80 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{816}{1935.80} = 0.42$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.97 \text{ MPa} \leq \sigma_{b,adm} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 35.847 \text{ MPa} \leq \sigma_{s,adm} = 201,6 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 3.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement

$$T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 0.816 = 1,224 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1224}{1000 \times 80} = 0,015 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 3.2.6 Dessin de ferrailage

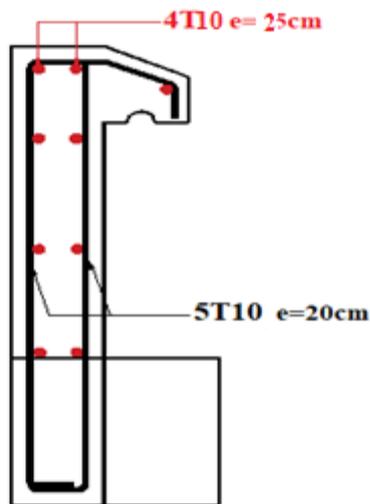


Figure 0 3-2 : Dessin de ferrailage de l'acrotère.

## 3.3 Eude de Balcon

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher

Il soumit à une charge permanente uniformément répartie G, une charge concentrée P et une charge d'exploitation Q.

Le calcul se fera en flexion simple sur une bande de 1.3m.

$$ep = \frac{l}{10} = \frac{130}{10} \Rightarrow ep = 15 \text{ cm}$$

La charge concentrée  $P = P_{\text{enduit}} + P_{\text{briques}}$

$$P_{\text{enduit}} = 2 * ep * \gamma * h = 2 \times 0.01 \times 18 \times 1.20 = 0.432 \text{ KN}$$

$$P_{\text{briques}} = ep * \gamma * h = 0.1 \times 9 \times 1.20 = 1.08 \text{ KN}$$

$$P = 1.51 \text{ KN}$$

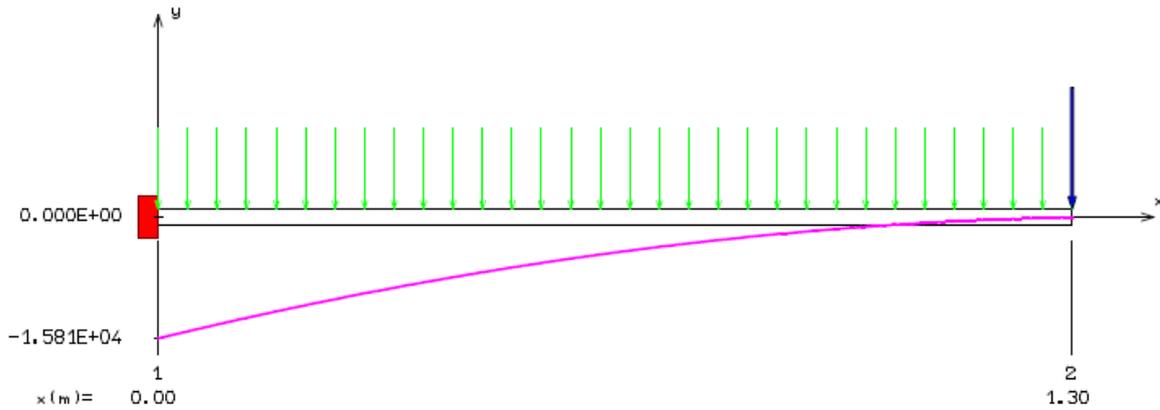
$$G = 4.99 \times 1.3 = 6.487 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.5 \times 1.3 = 4.55 \text{ KN/m}$$

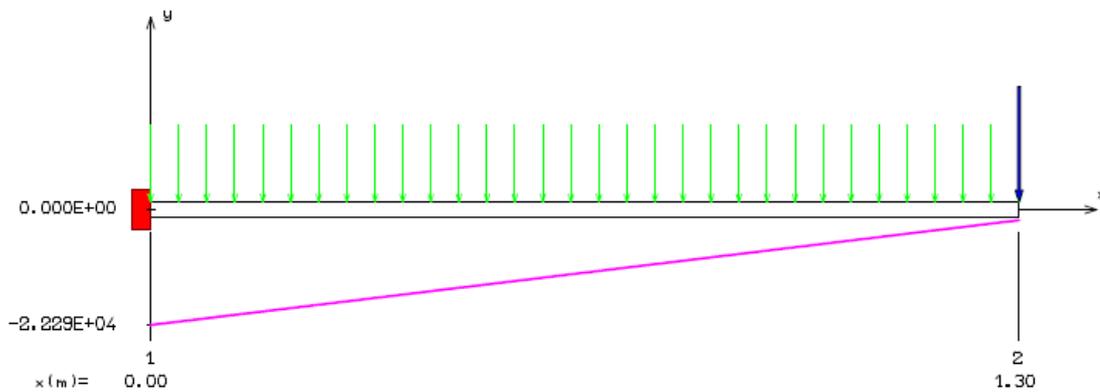
### 3.3.1 Calcul à l'état limite ultime ELU

$$G_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.487 + 1.5 \times 4.55 = 15.58 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35P = 1.35 \times 1.5 = 2.04 \text{KN}$$



**Figure 3.4** : diagramme moment état limite ultime.



**Figure 3.5** : diagramme effort tranchant état limite ultime

	Mu (KN.m)	T (KN)
ELU	15.81	22.29

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Voir l'organigramme de calcul en flexion simple en annexe.

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{15810}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,0610$$

$\mu < \mu_L = 0.392$  la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,0610)} \right) = 0,0787$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,120 = 0,969$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15810}{435 \times 0,969 \times 13,5} = 2,67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A; A_{min}) = 2,67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures**

Soit : 5T10 /ml

$$A \text{ choix} = 3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

**Les armatures des répartitions**

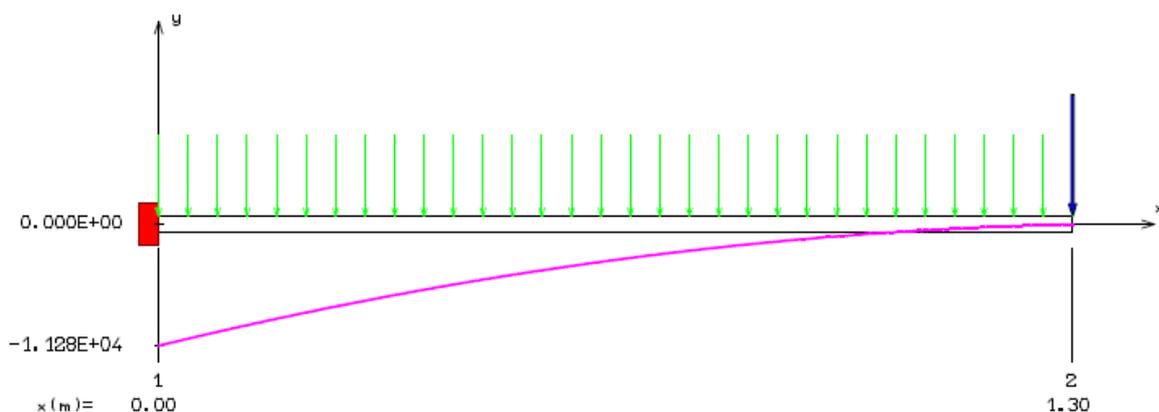
$$A_r = \frac{A}{4} = 0,982 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

A choix : 5T10 = 3.93cm<sup>2</sup> avec e=20cm.

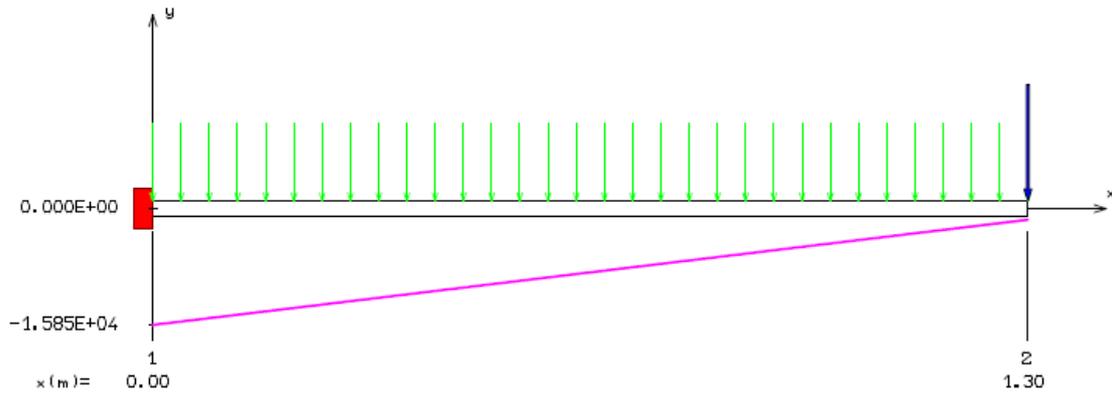
**3.3.2 Calcul à l'état limite ultime ELS**

$$G_s = G+Q = 4,55 + 6,487 = 11,037 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 1.51 \text{ KN}$$



**Figure 3.6** : diagramme moment état limite service



**Figure 3.7** : diagramme effort tranchant état limite service

	Ms (KN.m)	T (KN)
ELS	11.28	15.85

**On doit vérifier**

$$\sigma_s \leq \sigma_{sadm}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$$

$$\sigma_b = 0,6 \times F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

**Vérification**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot dx \cdot D = 2 \times 13,5 \times 0,59 = 15,93 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 15,93} = 3,44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3,44^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,44)^2 = 7322,87 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{11280}{7322,87} = 1,5$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 5,16MPa \leq \sigma_{b,adm} = 15MPa \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 226.35MPa \leq \sigma_{s,adm} = 201,6MPa \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On recalcule les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_{s,adm} \times b \times d^2} = \frac{11280}{226.35 \times 100 \times 13.5^2} = 0,00273 < 0.392$$

$$K_1 = 43.14 ; \beta_1 = 0.914$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_{s,adm} \times \beta_1 \times d} = \frac{11280}{226.35 \times 0,914 \times 13.5} = 4.03cm^2/ml$$

A choix : 5T12 = 5.65 cm<sup>2</sup> avec e=20cm.

### Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.41cm^2$$

A choix : 5T10 = 3.93cm<sup>2</sup> avec e=20cm.

### 3.3.3 Vérification de l'effort tranchant

$$T = 22.29KN$$

Fissuration préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{cj}^4}{\gamma_b} = 2,50 MPa \right.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{22290}{1000 \times 110} = 0,20MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,50MPa \dots \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 3.3.4 Vérification de la flèche

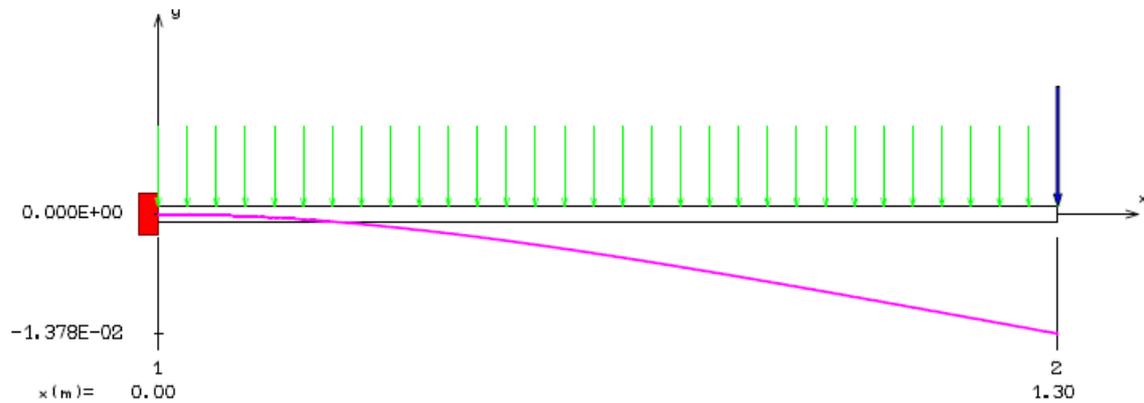
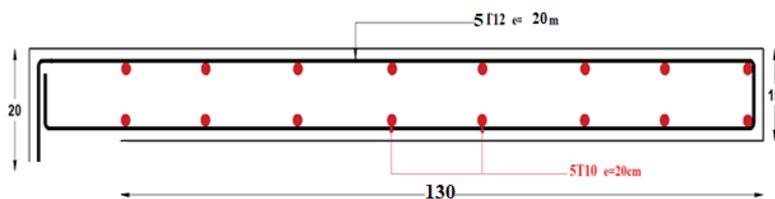


Figure 3.8 : Diagramme de la flèche

$$f = 0.02\text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{160}{500} = 0.32\text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### Dessin de ferrailage



## 3.4 Etude des escaliers

### 3.4.1 Définition

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée. L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

### 3.4.2 Différents éléments de l'escalier

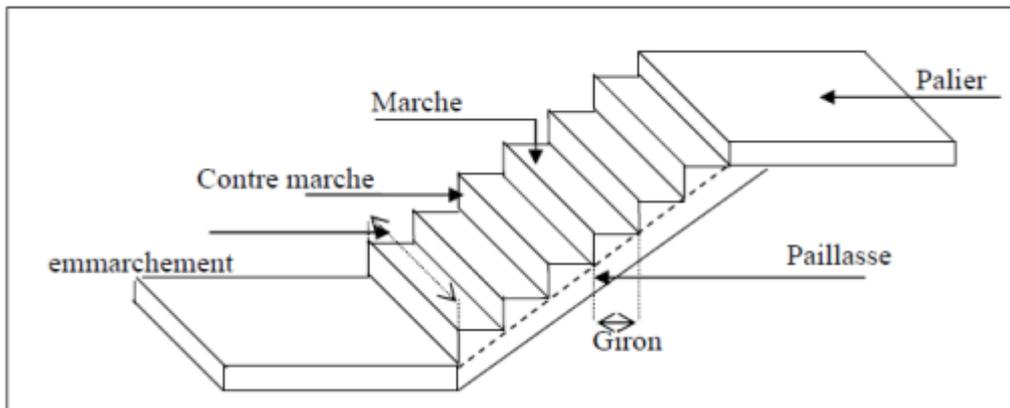


Figure 3-8 : Différents éléments de l'escalier

- Emmarchement : largeur de l'escalier qu'on peut emprunter
- Giron : distance horizontale entre les nez de deux marches successives
- Marche : surface plane de l'escalier où l'on pose les pieds
- Contremarche : face verticale reliant, quand elles existent, deux marches successives
- Nez de marche : bord extérieur de la marche
- Hauteur de marche : distance verticale séparant deux nez de marches successives
- Palier : plan horizontal plus large que les marches courantes
- Volée : ensemble de marches compris entre deux paliers.

### 3.4.3 Vérification de la loi de Blondel

On a opté pour des escaliers à volées droites avec palier intermédiaire.

$$\begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \\ ep = 16\text{cm} \end{cases}$$

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} ; g + 2h = 64\text{cm}$$

**Condition vérifiée.**

### 3.4.4 Sollicitations de calcul

Paillasse	Palier
$G_1 = 8,39 \text{ KN/m}$	$G_2 = 5.31 \text{ KN/m}$
$Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}$	$Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}$

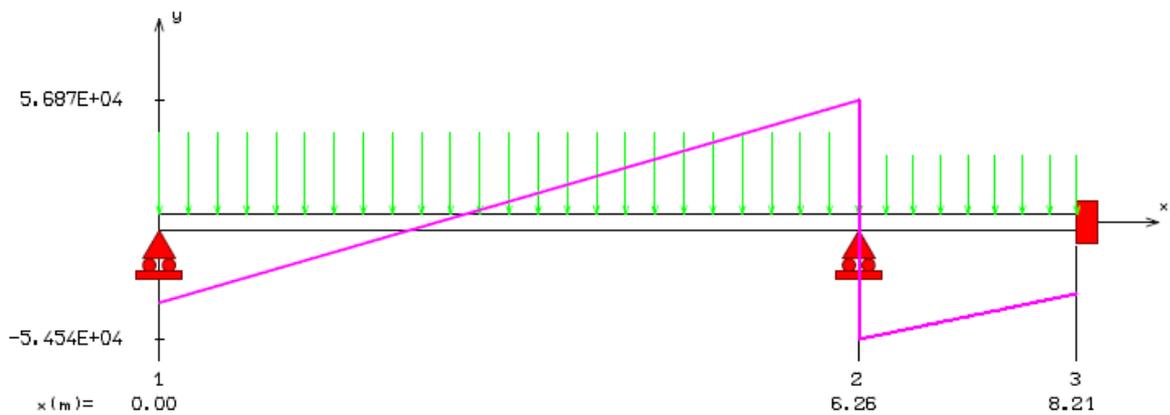
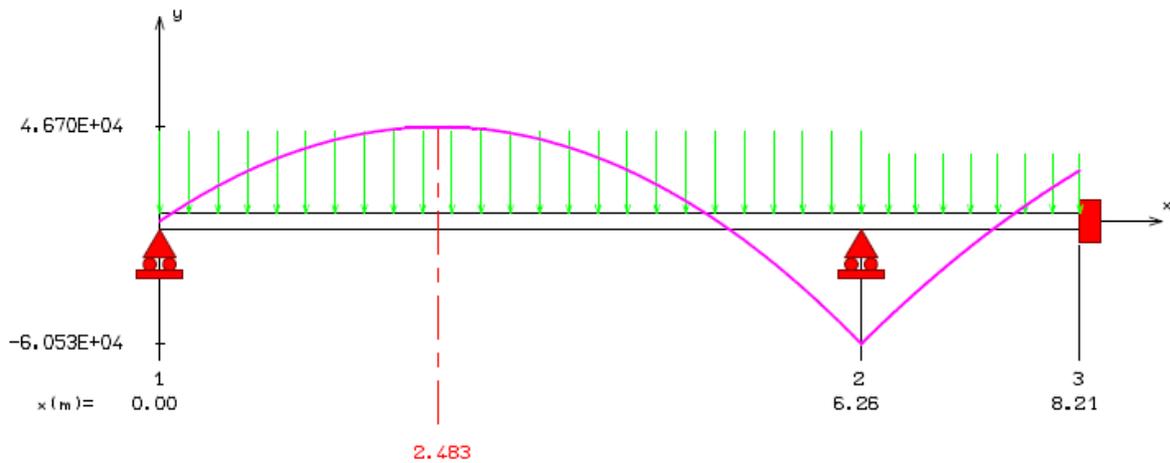
## Combinaisons fondamentales

Pour une bande de 1m de largeur :

### Etat limite ultime (ELU)

$$q^1 = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 8,39 + 1,5 \times 2,5 = 15,08 \text{ KN/ml}$$

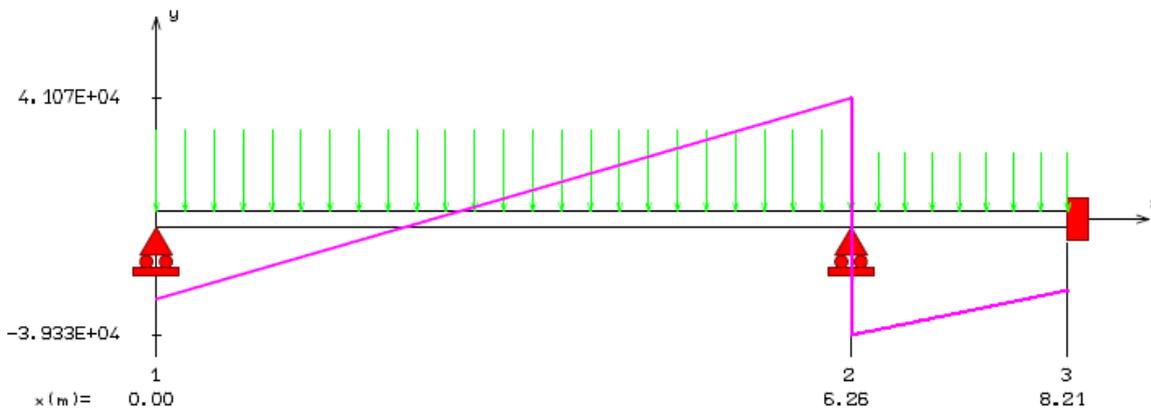
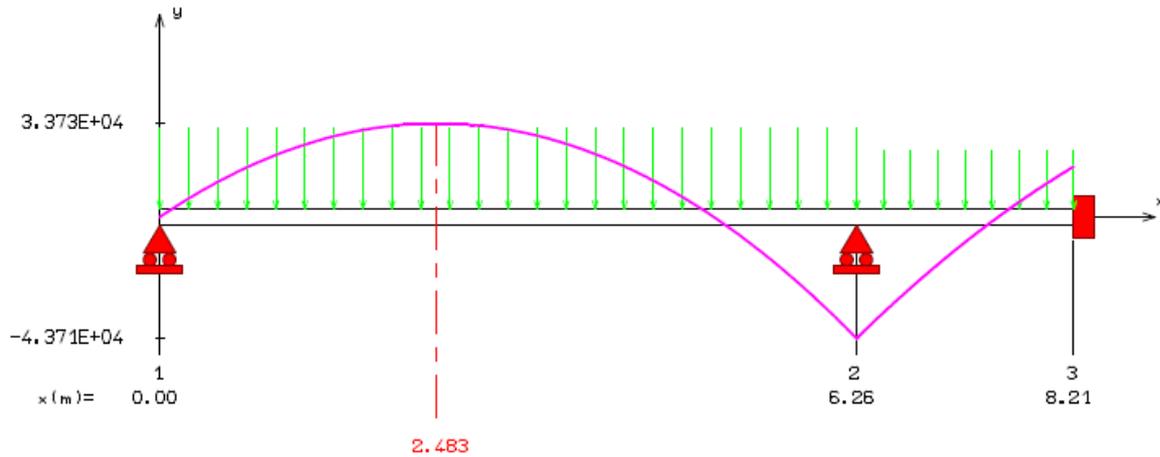
$$q^2 = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 2,5 = 10,91 \text{ KN/ml}$$



### Etat limite service (ELS)

$$q^1 = G_1 + Q_1 = 8,39 + 2,5 = 10,89 \text{ KN/ml}$$

$$q^2 = G_2 + Q_2 = 5,31 + 2,5 = 7,81 \text{ KN/ml}$$



On a utilisé le logiciel RDM6 pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants ; les résultats sont consignés ci-dessous :

Cas	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	T (KN)
ELU	46.70	60.53	56.87
ELS	33.73	43.71	41.07

### 3.4.5 Calcul du ferrailage

En travée

ELU

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{46700}{14,2 \times 100 \times 14,4^2} = 0,158 < 0,392$$
 donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,158)} \right) = 0,217$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,217 = 0,913$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{46700}{435 \times 0,913 \times 14,4} = 8.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A; A_{min}) = 8.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### - Choix des armatures

Soit : 8T12 /ml

$$A_{choix} = 9.05 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min [3h ; 33\text{cm}] = \min [48 ; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

### Les armatures des répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4 T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>

### ELS

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 9.05}{100} = 1,357 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot dx \cdot D = 2 \times 14,4 \times 1,357 = 39.08 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,357 + \sqrt{1,357^2 + 39.08} = 5,03 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 5,03^3}{3} + 15 \times 9.05 \times (14,4 - 5,03)^2 = 16160.55 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{33730}{16160.55} = 2.08$$

### Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 10.46 \text{ MPa} \leq \sigma_{b,adm} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 292.344 \text{ MPa} \geq \sigma_{s,adm} = 201,6 \text{ MPa}$$

On recalculer les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \cdot adm \times b \times d^2} = \frac{33730}{292.344 \times 100 \times 14,4^2} = 0,00559 < 0.392$$

$$K1=27.73 ; \beta1= 0.883$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \cdot adm \times \beta1 \times d} = \frac{33730}{292.344 \times 0,883 \times 14,4} = 9.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### Choix des armatures

Soit : 9T12 /ml

$$A \text{ choix} = 10.18 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

### Les armatures des répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Choix** : 4 T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>

### En appui

ELU

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{60530}{14,2 \times 100 \times 14,4^2} = 0,205 < 0,392 \text{ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.205)} \right) = 0,289$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,289 = 0,885$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{60530}{435 \times 0,885 \times 14,4} = 10.91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A; A_{min}) = 10.91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 10T12 /ml

$$A_{\text{choix}} = 11.31 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

### Les armatures des répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.82 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

**Choix :** 4 T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>

### ELS

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 11.31}{100} = 1,69 \text{cm}$$

$$E = 2 \cdot dx \cdot D = 2 \times 14,4 \times 1,69 = 48.84 \text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.696 + \sqrt{1,696^2 + 39.08} = 5,51 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 5,51^3}{3} + 15 \times 11.31 \times (14,4 - 5,51)^2 = 18983.94 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{43710}{18983.94} = 2.30$$

### Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 12.68 \text{MPa} \leq \sigma_{b \text{ adm}} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 306.705 \text{MPa} \geq \sigma_{s \text{ adm}} = 201,6 \text{MPa} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On recalcule les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\sigma_{s \text{ adm}} \times b \times d^2} = \frac{43710}{306.705 \times 100 \times 14,4^2} = 0,00682 < 0.392$$

$$K_1 = 24.37 \quad ; \quad \beta_1 = 0.873$$

$$A = \frac{M_{\text{ser}}}{\sigma_{s \text{ adm}} \times \beta_1 \times d} = \frac{43710}{306.705 \times 0,873 \times 14,4} = 11.33 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

### Choix des armatures

Soit : 8T14 /ml

$$A_{\text{choix}} = 12.32 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

### Les armatures des répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = 3.08 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 4 T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>

### 3.4.6 Vérification au cisaillement

T=56.87 KN

Fissuration préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{F_{cj}}{\gamma_b} \\ 4 \text{MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{56870}{1000 \times 144} = 0.39 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

### Dessin du ferrailage

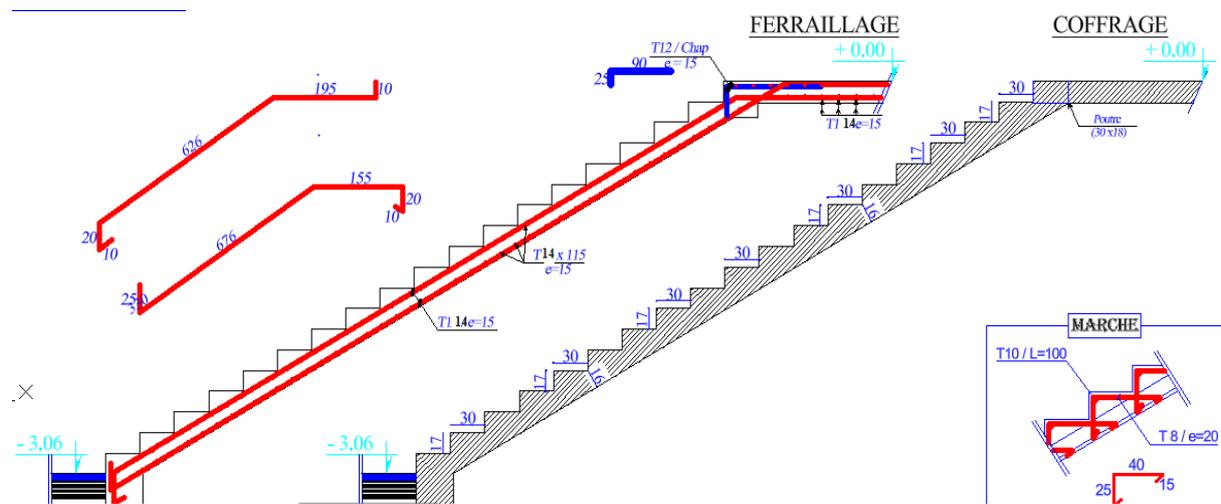


Figure 0 3-9 : Dessin du ferrailage d'escaliers

## ***CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE***

## 4.1 Introduction

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

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

## 4.2 Choix de la méthode de calcul

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

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

## 4.3 Méthode statique équivalente

### 4.3.1 Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

### 4.3.2 Conditions d' application

- Le bâtiment ou bloc étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II, et à 30m en zone III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2). Les bâtiments concernés appartenant au groupe d'usage 2 ne doivent pas dépasser 17m de hauteur ou 5 niveaux en zone II.

**Notre structure ne satisfait aucune des conditions ci-dessus, nous dépassons les**

**17m ou 5 niveaux et la structure n'est pas régulière en plan.**

## **4.4 Méthode modale spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### **4.4.1 Principe**

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 calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales à 90%. 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 .

## **4.5 Méthode d' analyse dynamique par accélérogramme**

Elle peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant 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.

## **4.6 Méthode dynamique modale spectrale**

### **4.6.1 Spectre de réponse de calcul**

Selon **Le RPA99/Version2003** ; l'action sismique est représentée par le spectre de calcul :

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

Avec

A : Coefficient d'accélération de zone.

g : Accélération de la pesanteur

$\xi$ : Facteur de correction d'amortissement.  $\square$  : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement global de la structure ;

Sa valeur est fonction du système de contreventement. [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen

#### 4.6.2 Coefficient d' accélération de zone

L'ouvrage est appartient au groupe d'usage 1B, l'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'MOSTAGANEM (zone IIa) : on obtient A=0.20 (RPA99/2003, tableau 4.1)

#### 4.6.3 Facteur de correction d'amortissement

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

$\xi = 10\%$  ( voile ou murs)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0.764 > 0.7$$

#### Période T1 et T2 du site considérée S2

$$T_1 = 0,15 \text{ s.}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ s.}$$

#### 4.6.4 Coefficient de comportement de la structure

Selon (RPA99/2003 tableau 4.3)

R=3.5 (voiles porteurs)

#### 4.6.5 Facteur de qualité

a) Régularité en plan :

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée. Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 26.92 / 19.57 = 1.37 < 4.$$

Donc le critère est observé **pq = 0**.

a) Régularité en élévation :

La structure est classée régulièrement en élévation **pq = 0**.

b) Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : **pq=0,05**.

c) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. On considère que ce critère est non observé : **pq = 0.10**.

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 \pm \sum_1^n P_q$$

**Tableau 54-5-1:** Facteur de qualité

Critères	Observé (Oui/Non)	P <sub>q</sub>
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05
3-Régularité en plan	Non	0.05

4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1
$\Sigma$		<b>0.3</b>

$$Q = 1 + 0.3 \xrightarrow{\text{donc}} Q = 1.3.$$

### Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau.

$$W_i = W_{GI} + \beta W_{QI}$$

$W_{GI}$  : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{QI}$  : charges d'exploitation.

$\beta = 0.2$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (Tableau 4.5).

D'après les calculs du logiciel robot nous avons obtenus  $w = 529608,26$  KN

#### 4.6.6 Détermination des paramètres des combinaisons d'action

$$ELU = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \pm 1.2 * E$$

$$0.8 * G \pm E$$

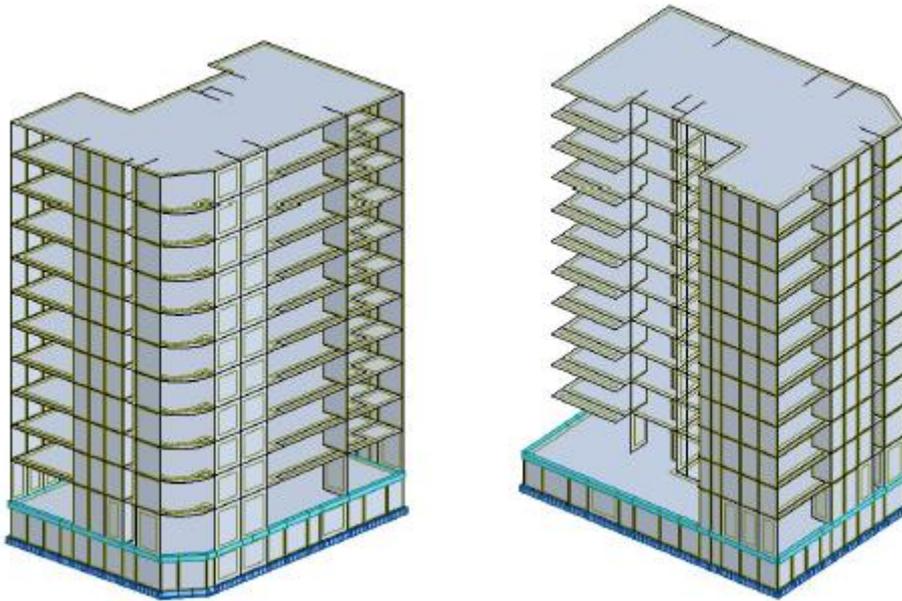
#### 4.6.7 Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par

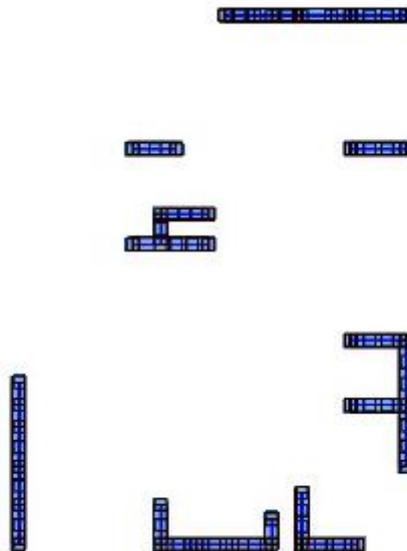
$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3.0s \end{cases}$$

### 4.7 Modélisation de la structure

Pour la modélisation de notre structure, on a utilisé le logiciel « ROBOT » :



### Position des voiles



## 4.8 Calcul de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles (RPA99/Version 2003) (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

$$V_x = \frac{A_x \cdot D_x \cdot Q}{R} w = \frac{0.15 \times 1.378 \times 1.3}{3.5} \times 52960.826 = 4\,066,029 \text{KN.}$$

$$V_y = \frac{A_y \cdot D_y \cdot Q}{R} w = \frac{0.15 \times 1.245 \times 1.3}{3.5} \times 52960.826 = 3\,673,589 \text{KN.}$$

Résultats de calcul :

**Tableau 74-2** : masse modale

CAS	MODE	Période [sec]	Somme UX	Somme UY	UX(%)	UY(%)
Modale	1	0,904	0,962	57,871	0,962	57,871
Modale	2	0,744	59,901	58,75	58,939	0,879
Modale	3	0,502	59,933	59,013	0,031	0,263
Modale	4	0,192	61,464	75,146	1,531	16,134
Modale	5	0,162	77,769	77,108	16,305	1,961
Modale	6	0,106	78,206	77,341	0,436	0,233
Modale	7	0,083	79,01	82,84	0,804	5,498
Modale	8	0,07	84,897	83,814	5,887	0,974
Modale	9	0,05	85,208	86,371	0,311	2,557
Modale	10	0,046	85,54	86,678	0,331	0,307
Modale	11	0,042	88,717	87,133	3,178	0,456
Modale	12	0,035	88,894	88,907	0,176	1,774
Modale	13	0,03	91,271	89,194	2,377	0,287
Modale	14	0,028	91,561	89,602	0,29	0,408
Modale	15	0,027	91,62	90,939	0,058	1,337

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_n^{3/4} \end{cases}$$

$h_n$  : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$T = C_T \times h_n^{3/4} = 0.05 \times (37.60)^{3/4} = 0.759s \rightarrow \text{Dans les deux direction.}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{37.6}{\sqrt{26.92}} = 0.65 s.$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{37.6}{\sqrt{19.57}} = 0.764 s.$$

$$T_x = \text{Min} (0.759 ; 0.65) = 0.65s.$$

$$T_y = \text{Min} (0.759; 0.764) = 0.759s.$$

$$T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3.0s \quad \xrightarrow{\text{Donc}} \quad D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_x = 1.378.$$

$$D_y = 1.245.$$

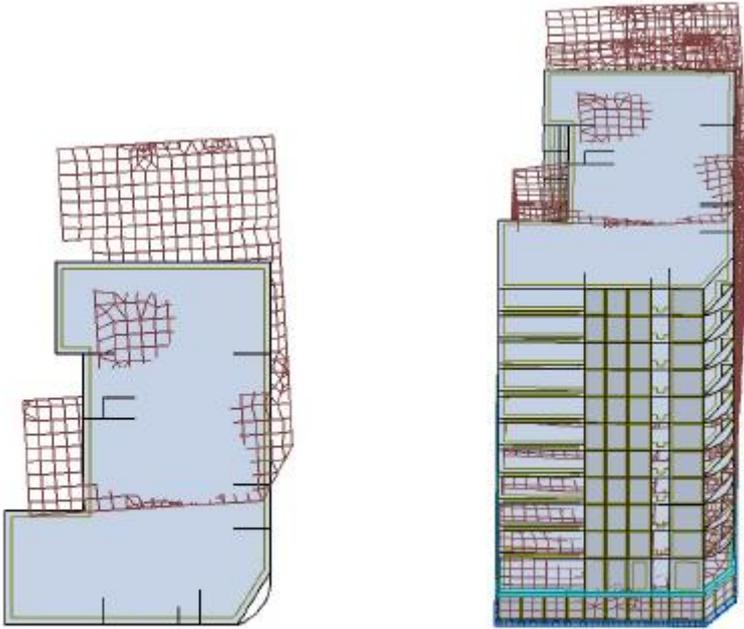
**Tableau 74-3** : vérification la période

hn	Dx	Dy	Ct	Th	Tx	Ty
37,6	27,21	19,84	0,05	0,76	0,65	0,76
Tx	0,65	1.3 Tx	0,84	>	T mod	0,744
Ty	0,76	1.3 Ty	0,99	>	Tmod	0,904

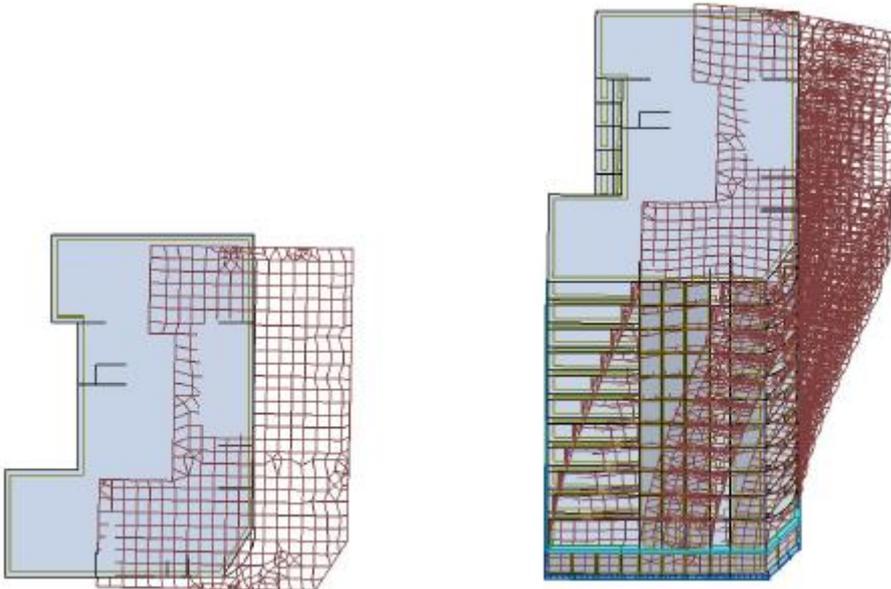
Nous avons d'après les résultats le calcul terminé par :

- Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (yy).
- Le 2ème est une translation suivant l'axe (xx).
- Et le 3ème mode de torsions.

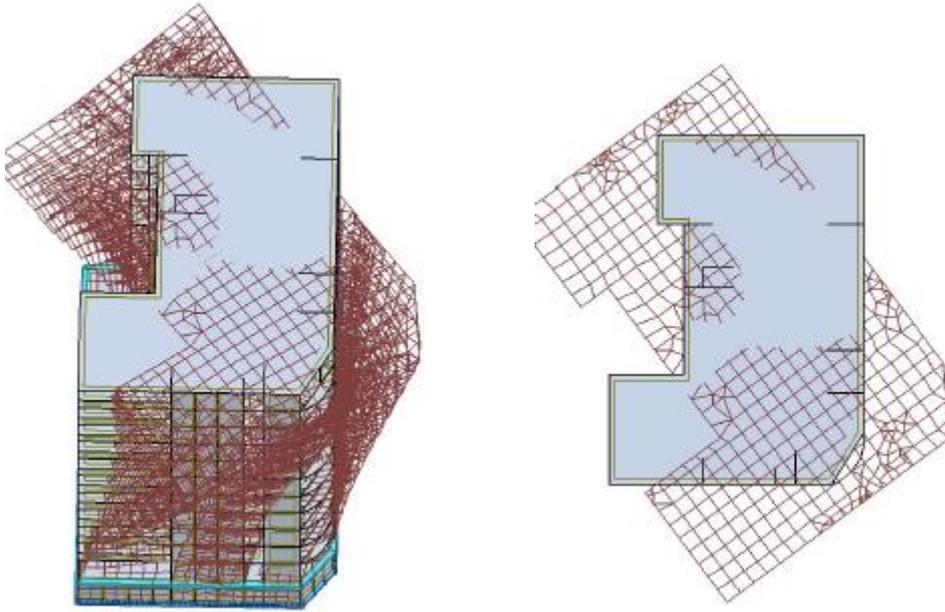
**Mode 1**



**Mode 2**



**Mode 3**



0.8 V <sub>sx</sub> (kn)		V <sub>dx</sub> (kn)
3252,823	≤	3446,21
0.8 V <sub>sy</sub> (kn)		V <sub>dy</sub> (kn)
2938,871	≤	3020,41

#### 4.9 Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003

- Direction xx : 15ème mode : Masse cumulée = 90,939%.
- Direction yy : 15ème mode : Masse cumulée = 91,620%.
- Masse cumulée > 90% → Condition de vérification.

#### Résultante des forces sismiques de calcul

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. ( $V_t > 0,8V$ ).

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

$$r = \frac{0,8V}{V_t} \quad (\text{RPA 99/2003 page 36}) .$$

Résultat donné par le logiciel « ROBOT » est :

Vt : tiré du logiciel de calcul (modale spectrale).

V : obtenu par la méthode statique équivalente.

### Evaluation des excentricités

Selon les **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités :

A. Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} E_x = X_m - X_t \\ E_y = Y_m - Y_t \end{cases}$$

$X_m, Y_m$  : Les coordonnées du centre de masse.

$X_t, Y_t$  : Les coordonnées du centre de torsion.

B. Excentricité accidentelle :

$$\begin{cases} E_{accx} = 0.05 * \max(L_x, L_y) = 1,346m. \\ E_{accy} = 0.05 * \max(L_x, L_y) = 1,346m. \end{cases}$$

**Tableau 74-4** : Evaluation des excentricités

Niveau	G ( $X_m, Y_m$ )	R ( $X_m, Y_m$ )	EX Théo	EY Théo	5% max ( $L_x, L_y$ ) $E_x$	EX adopté	Ey adopté
1	10,06 13,23	11,37 13,62	1,31	0,4	1,346	0,98	1,35
2	11,54 11,79	13,34 13,58	1,8	1,78	1,346	0,98	1,35
3	11,53 11,92	13,34 13,58	1,81	1,65	1,346	0,98	1,35
4	11,53 11,92	13,34 13,58	1,81	1,65	1,346	0,98	1,35
5	11,52 12,01	13,34 13,60	1,82	1,59	1,346	0,98	1,35
6	11,52 12,01	13,34 13,60	1,82	1,59	1,346	0,98	1,35
7	11,52 12,01	13,34 13,60	1,82	1,59	1,346	0,98	1,35
8	11,52 12,01	13,34 13,60	1,82	1,59	1,346	0,98	1,35
9	11,51 12,11	13,34 13,62	1,83	1,51	1,346	0,98	1,35

10	11,51 12,11	13,34 13,62	1,83	1,51	1,346	0,98	1,35
11	11,51 12,11	13,34 13,62	1,83	1,51	1,346	0,98	1,35
12	11,35 12,26	13,34 13,62	1,99	1,36	1,346	0,98	1,35

#### 4.10 Vérification des déplacements inter étage

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 17 L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit :

$$\Delta k \times R \leq \frac{hk}{100}$$

$\Delta k$  : déplacement relatif à l'étage k par rapport au niveau k-1.

R : coefficient de comportement.

hk : hauteur de l'étage k.

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$\Delta K \leq 1\%h_e$   $0.1 \leq 1\%h_e$   $\xrightarrow{\text{Donc}}$  la condition est vérifiée.

**Tableau 74-5** : Vérification des déplacements

Niveau	h	$\Delta k_x$	$\Delta k_y$	h/100	Observation $\Delta k_x < h/100$	Observation $\Delta k_y < h/100$
1	300	0,046	0,033	3	ok	ok
2	400	0,306	0,371	4	ok	ok
3	306	0,379	0,465	3,06	ok	ok
4	306	0,475	0,586	3,06	ok	ok
5	306	0,563	0,701	3,06	ok	ok
6	306	0,632	0,792	3,06	ok	ok
7	306	0,681	0,859	3,06	ok	ok

8	306	0,713	0,905	3,06	ok	ok
9	306	0,739	0,944	3,06	ok	ok
10	306	0,746	0,96	3,06	ok	ok
11	306	0,741	0,96	3,06	ok	ok
12	306	0,731	0,936	3,06	ok	ok

#### 4.11 Vérification effet P-delta

Les effets du second ordre ou effet P- peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

- Si  $0,10 < \theta < 0,20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $\frac{1}{(1-\theta K)}$
- Si  $\theta > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

PK : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

Vk : effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

hk : hauteur du niveau k.

**Direction xx :**

**Tableau 74-6 :** Vérification effet P-delta sur xx

Etage	P	$\Delta$	V	h	$\theta$	Vérification
1	51936,83	0,046	3446,24	3	0,001425179	OK
2	-45091	0,306	3334,46	4	0,010344888	OK
3	40480,36	0,379	3191,47	3,06	0,015709826	OK
4	36240,79	0,475	3040,13	3,06	0,018504514	OK
5	32031,57	0,563	2867,88	3,06	0,02054964	OK

6	- 28004,24	0,632	2682,2	3,06	0,021563948	OK
7	- 23976,91	0,681	2466,73	3,06	0,02163203	OK
8	- 19949,58	0,713	2222,57	3,06	0,020914448	OK
9	- 15951,87	0,739	1948,04	3,06	0,019775922	OK
10	- 12136,78	0,746	1647,5	3,06	0,01795955	OK
11	-8321,2	0,741	1286,57	3,06	0,015662076	OK
12	-4507,07	0,731	815,54	3,06	0,01320216	OK

**Direction yy :**

**Tableau 74-7 : Vérification effet P-delta sur yy**

Etage	P	$\Delta$	V	h	$\theta$	Vérification
1	- 51936,83	0,033	3020,39	3	0,001891495	OK
2	-45091	0,371	2929,94	4	0,014273979	OK
3	- 40480,36	0,465	2791,62	3,06	0,022035332	OK
4	- 36240,79	0,586	2639,95	3,06	0,026289247	OK
5	- 32031,57	0,701	2475,76	3,06	0,029639186	OK
6	- 28004,24	0,792	2301,88	3,06	0,031487985	OK
7	- 23976,91	0,859	2113,57	3,06	0,031845518	OK
8	- 19949,58	0,905	1908,18	3,06	0,030920148	OK
9	- 15951,87	0,944	1685,97	3,06	0,029188537	OK
10	- 12136,78	0,96	1443,02	3,06	0,026386448	OK
11	-8321,2	0,96	1144,51	3,06	0,022809522	OK
12	-4507,07	0,936	734,89	3,06	0,018759722	OK

La structure est stable vis-à-vis de l'effet P-delta. → Condition vérifiée

## 4.12 Calcul de la force sismique selon la hauteur

Selon Art. 4.2.5 RPA99-V2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$\begin{cases} Ft = 0 & \text{si } T \leq 0.7s \\ Ft = 0.07TV & \text{si } T > 0.7s \end{cases}$$

Le reste est distribué à chaque niveau par :

$$Fn = (V - Ft) \frac{WnHn}{\sum WiHn}$$

$Fn$  : force horizontale appliquée au niveau  $n$ .

$Wn$  : Masse au niveau  $n$ .

$Hn$  : hauteur du niveau  $n$ .

$i$  : variant de 1 à  $n$ .



***CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS  
STRUCTURAUX***

## Introduction

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments Pour les différentes combinaisons de calcul. Les poutres périphériques seront calculées en flexion Simple. Les voiles seront calculées en flexion composée. Les planchers seront calculés en flexion simple.

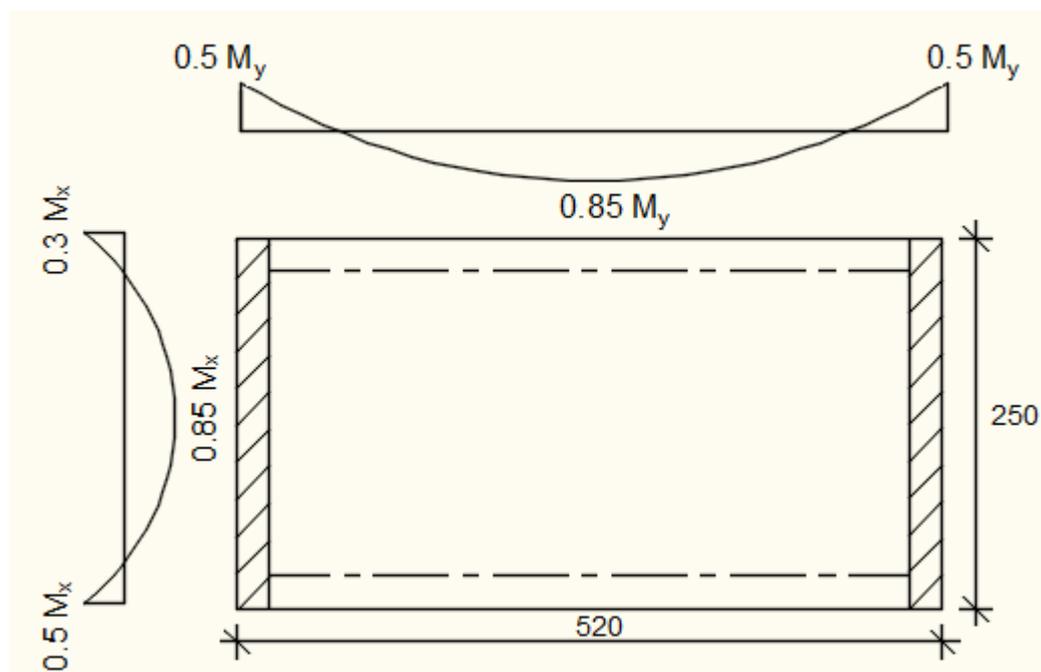
### 5.1 Etude des plancher en dalles Pleines

Les planchers sont des parties horizontales de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, ils séparent les différents niveaux d'un bâtiment et ont deux fonctions principales, la première est la résistance car ils supportent la totalité des charges permanentes et d'exploitation, et la seconde d'isolation en isolant thermiquement et acoustiquement les différentes d'étages.

Dans notre construction on a uniquement les plancher en dalles pleines.

#### 5.1.1 Méthode de calcul

Nous avons déterminé pour chaque panneau et pour chaque combinaison de  $(1.35G+1.5Q)$  les moments suivant x et y et avons trouvé les panneaux les plus sollicités.



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6.81}{7.14} = 0.95 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux directions}$$

D'après le tableau :

$$\rho = 0,95 \Rightarrow \mu_{xu} = 0,0410$$

$$\mu_{yu} = 0,8875$$

### 5.1.2 Sous-sol

#### Evaluation des charges

$$G = 5.8 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

#### Combinaison d'action

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.8 + 1.5 \times 2.5) \times 1ml = 11.58 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = (5.8 + 2.5) \times 1ml = 8.3 \text{ KN/m}$$

#### Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91)

- **ELU**

$$M_{x_u} = \mu_{x_u} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_{x_u} = 0.0410 \times 11.58 \times 6.81^2 = 22,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{y_u} = \mu_{y_u} \times M_{x_u} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

$$M_{y_u} = 0.8875 \times 22.01 = 19,54 \text{ KN.m}$$

- **ELS**

$$M_{x_{ser}} = \mu_{x_{ser}} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_{x_{ser}} = 0.0483 \times 8.3 \times 6.81^2 = 18.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{y_{ser}} = \mu_{y_{ser}} \times M_{x_{ser}} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

$$M_{y_{ser}} = 0.923 \times 18.95 = 17.16 \text{ KN.m}$$

#### La réduction des moments

- **ELU**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 18.71 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 16.61 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 6.60 \text{KN.m} \\ M_{ax} = 0.5 \times M_x = 11.00 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 9.77 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **ELS**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 16.11 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 14.59 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 5.69 \text{KN.m} \\ M_{ax} = 0.5 \times M_x = 9.48 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 8.58 \text{KN.m} \end{cases}$$

### Sens xx

#### En travée

#### Calcul des ferrailages

$$M_{tx_u} = 18.71 \text{KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{tx_u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18710}{14.2 \times 100 \times 17.5^2} = 0.043$$

$$\mu = 0.010 < \mu_l = 0.372. A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{MPA.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.054.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97.$$

#### Détermination des armatures

$$A = \frac{M_{tx_u}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{18710}{435 \times 0.97 \times 17.5} = 2.54 \text{cm}^2/\text{ml.}$$

#### Choix

$$5T14 = 7.70 \text{cm}^2 \text{ avec } e = 20 \text{cm/ml.}$$

#### Vérification à l'ELU

#### Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{500} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_{ca} \rightarrow$  **condition vérifier**

### Espacement des barres

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

- Armatures principales

$$S_t \leq \min(2h ; 25\text{cm}) \text{ (charge centrée + charge répartie)}$$

$$S_t \leq \min(40 ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 25\text{cm}$$

### Vérification à l'ELS

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,155.$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17,5 \times 1,155 = 40,425.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5,30.$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = 17\,339,89 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I_1} = \frac{16110}{16973,72} = 0,94.$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,94 \times 5,3 = 4,982 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) = 172,02 \text{ MPA.}$$

### Contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times F_{C28} = 15 \text{ MPA.}$$

### Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}\right) = \min(333,333 ; 186,676 \text{ MPA})$$

$$\sigma_b = 4,982 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 172,02 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 186,676 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à ELU seront maintenues

### En appuis

### Calcul des ferrailages

$$\text{Max}_u = 11.00 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{\text{Max}_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11000}{14.2 \times 100 \times 17.5^2} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_l = 0.372. A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.031$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98.$$

### Détermination des armatures

$$A = \frac{M_{tx_u}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11000}{435 \times 0.98 \times 17.5} = 1.48 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

### Choix

$$5T14 = 7.70 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 20 \text{ cm/ml.}$$

### Vérification à l'ELU

#### Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17.5 \times \frac{2.1}{500} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{ca} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

### Espacement des barres

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

- Armatures principales

$$S_t \leq \min(2h ; 25\text{cm}) \text{ (charge centrée + charge répartie)}$$

$$S_t \leq \min(40 ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 25\text{cm}$$

### Vérification à l'ELS

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7.70}{100} = 1.155.$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17.5 \times 1.155 = 40.425.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5.30.$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = 17339.89 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I_1} = \frac{9480}{17339.89} = 0.546.$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.546 \times 5.3 = 2.897 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) = 35.30 \text{ MPA.}$$

### Contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{C28} = 15 \text{ MPA.}$$

### Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) = \min(333.333; 186,676 \text{ MPA})$$

$$\sigma_b = 2.897 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 35.30 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 186,676 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à ELU seront maintenues

## Sens y-y

### En travée

### Calcul des ferrailages

$$M_{ty_u} = 16.61 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{tx_u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16610}{14.2 \times 100 \times 16.5^2} = 0.043$$

$$\mu = 0.043 < \mu_l = 0.372. \text{ A' n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.054.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97.$$

### Détermination des armatures

$$A = \frac{M_{tx_u}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16610}{435 \times 0.97 \times 16.5} = 2.39 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

### Choix

$$5T14 = 7.70 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 20 \text{ cm/ml.}$$

### Vérification à l'ELU

#### Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17.5 \times \frac{2.1}{500} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{ca} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

### Espacement des barres

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

- Armatures principales

$$S_t \leq \min(2h ; 25\text{cm}) \text{ (charge centrée + charge répartie)}$$

$$S_t \leq \min(40 ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 25\text{cm}$$

### Vérification à l'ELS

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7.70}{100} = 1,155.$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16.5 \times 1,155 = 38.115.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5.12.$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = 19431.68.$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I_1} = \frac{14590}{19431.68} = 0.750.$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.750 \times 5.12 = 3.84 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) = 43.7 \text{ MPA.}$$

### Contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{C28} = 15 \text{ MPA.}$$

### Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}\right) = \min(333.333 ; 186,676 \text{ MPA})$$

$$\sigma_b = 3.84 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 43.7 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 186,676 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à ELU seront maintenues

### En appuis

#### Calcul des ferrailages

$$M_{ay_u} = 9.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay_u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9770}{14.2 \times 100 \times 16.5^2} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_l = 0.372. A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.031$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98.$$

### Détermination des armatures

$$A = \frac{M_{tx_u}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9770}{435 \times 0.98 \times 16.5} = 1.39 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

### Choix

$$5T14 = 7.70 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 20 \text{ cm/ml.}$$

### Vérification à l'ELU

#### Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16.5 \times \frac{2.1}{500} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{ca} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

### Espacement des barres

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

- Armatures principales

$$S_t \leq \min(2h ; 25\text{cm}) \text{ (charge centrée + charge répartie)}$$

$$S_t \leq \min(40 ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 25\text{cm}$$

### Vérification à l'ELS

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7.70}{100} = 1.155.$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16.5 \times 1.155 = 38.115.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5.12.$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = 19431.68 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I_1} = \frac{8580}{19431.68} = 0.441.$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.441 \times 5.12 = 2.260 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) = 75.28 \text{ MPA.}$$

### Contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{C28} = 15 \text{ MPA.}$$

### Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) = \min(333.333; 186,676 \text{ MPA})$$

$$\sigma_b = 2.260 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 75.28 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 186,676 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à ELU seront maintenues

**Tableau 25-2-1** : choix du ferrailage

Etage	Sens	Moment(KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Choix	Espacement (cm)
Sous-sol	X	18.71	A <sub>t</sub> =7.70	5T14	20
		11.00	A <sub>a</sub> =5.65	5T12	20
	Y	16.61	A <sub>t</sub> =7.70	5T14	20
		9.77	A <sub>a</sub> =5.65	5T12	20
RDC	X	27.914	A <sub>t</sub> =7.70	5T14	20
		16.42	A <sub>a</sub> =5.65	5T12	20
	Y	24.78	A <sub>t</sub> =6.16	4T14	25
		14.575	A <sub>a</sub> =5.65	5T12	20
Etage courant	X	19.431	A <sub>t</sub> =6.16	4T14	25
		11.43	A <sub>a</sub> =5.65	5T12	20
	Y	17.246	A <sub>t</sub> =6.16	4T14	25
		10.145	A <sub>a</sub> =5.65	5T12	20
Terrasse	X	21.36	A <sub>t</sub> =7.70	5T14	20
		12.56	A <sub>a</sub> =5.65	5T12	20
	Y	18.96	A <sub>t</sub> =6.16	4T14	25
		11.15	A <sub>a</sub> =5.65	5T12	12.5

## 5.2 Etude des voiles

### 5.2.1 Introduction

Les voiles sont des plaques en béton armé où la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur. Les voiles doivent résister aux efforts de compression, ils travaillent également à la flexion en provenance de la poussée des terres ou tout autre effort horizontal.

Les voiles seront ferrillées à l'aide des résultats des efforts internes tirés du fichier ROBOT.

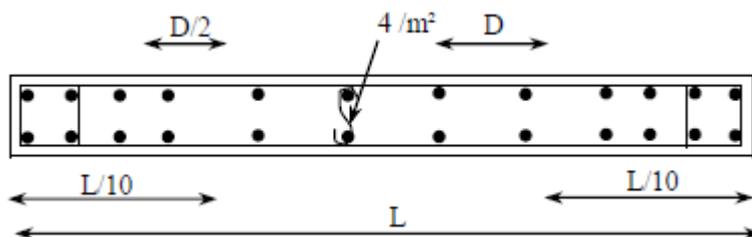
### 5.2.2 Voile de contreventement

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, nous allons diviser la structure en 3 niveaux :

- Niveau 1 : Etage (sous-sol, RDC, 1,2) voile 30.
- Niveau 2 : Etage (3, 4, 5,6) voile 25.
- Niveau 3 : Etage (7, 8, 9,10) voile 20.

### 5.2.3 Méthode de calcul

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant



Moment fléchissant, effort normal, effort tranchant sont tirées du logiciel ROBOT.

N : effort normal.

M : moment dans le voile.

L : longueur.

E : épaisseur du voile.

### 5.2.4 Exemple de calcul

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (ROBOT) ; les sollicitations maximales sont consignées dans le tableau suivant :

### 5.2.5 Les sollicitations de calcul XX

Sollicitation		Etat limite ultime	Situation accidentelle
Voile 30	$N_{yy}^{max}$	551,69	3589,46
	$M_{xx}^{corr}$	5,37	7,11
Voile 25	$N_{yy}^{max}$	605,71	1523,09
	$M_{xx}^{corr}$	45,04	10,04
Voile 20	$N_{yy}^{max}$	752,32	646,45
	$M_{xx}^{corr}$	29,97	33,62

### 5.2.6 Les sollicitations de calcul YY

Sollicitation		Etat limite ultime	Situation accidentelle
Voile 30	$N_{xx}^{max}$	1199,45	1083,45
	$M_{yy}^{corr}$	58,87	97,58
Voile 25	$N_{xx}^{max}$	421,51	445,05
	$M_{yy}^{corr}$	212,03	91,98
Voile 20	$N_{xx}^{max}$	518,59	451,48
	$M_{yy}^{corr}$	56,28	62,05

**Situation accidentelle**

**Sens xx :**

$$\text{On a : } \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \\ c = 3 \text{ cm} \\ d = 22 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Et : } \begin{cases} N_y = 1523,09 \text{ KN} \\ M_x = 10,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Position du point d'application l'effort normal N :**

$$e_0 = \frac{M_x}{N_y} = \frac{10,04}{1523,09} = 0,65 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

Donc : l'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 10,04 + 1523,09 \times \left(0.22 - \frac{0.25}{2}\right)$$

$$M_1 = 154,72 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 25 - 0.81 \times 3) \times 14.2 \times 100 \times 25$$

$$(1) = 212,822 \text{ KN.m.}$$

$$(2) = 1523,09 \times (0.22 - 0.03) - 154,72$$

$$(2) = 134,667 \text{ KN.m.}$$

(1) = 212,822 > (2) = 134,667 La section est partiellement comprimée (S. P. C).

**Remarque:**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$ .

**Calcul des armatures en flexion simple**

### Vérification de l'existence des armatures comprimée

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{154720}{14,2 \times 100 \times 22^2} = 0.225.$$

$$\mu = 0.225 < \mu_L = 0.372 \rightarrow A' \text{ n'existe pas donc } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.323.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.870.$$

$$\sigma_b = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1} = 500\text{MPa}.$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{154720}{500 \times 0.87 \times 22} = 16,17\text{cm}^2.$$

On revient minimales composé (**Sollicitation réelle**).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 16,17 - \frac{152309}{100 \times 500} = 13,12\text{cm}^2.$$

Les armatures minimales : **RPA (Article 7.7.4.3)**.

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 100 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min})$$

$$A = 13,12\text{cm}^2.$$

### Choix des armatures

$$9\text{T}16 = 18,10\text{cm}^2 \text{ Avec } e = 11,11\text{cm}$$

**Sens yy :**

$$\text{On a : } \begin{cases} N_y = 445,05 \text{ KN} \\ M_x = 91,98\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Et : } \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \\ c = 3\text{cm} \\ d = 22 \text{ cm} \end{cases}$$

**Position du point d'application l'effort normal N**

$$e_0 = \frac{M_x}{N_y} = \frac{91,98}{445,05} = 0.20 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm}.$$

Donc : l'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M_Y + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 91,98 + 445,05 \times \left(22 - \frac{25}{2}\right)$$

$$M_1 = 134,259 \text{ KN.m}$$

**Remarque:**

Le calcul en ramène en flexion simple avec un moment fictif  $M_1$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimée**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{134259}{14,2 \times 100 \times 22^2} = 0.195$$

$$\mu = 0.01 < \mu_L = 0.372 \rightarrow A' \text{ n'existe pas donc } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.274.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.89$$

$$\sigma_b = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPA}.$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{134259}{500 \times 0.89 \times 22} = 13,71 \text{ cm}^2.$$

On revient minimales composé (**Sollicitation réelle**).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 13,71 - \frac{44505}{100 \times 500} = 12,82 \text{ cm}^2$$

Les armatures minimales : **RPA (Article 7.7.4.3).**

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 100 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{cal}; A_{min})$$

$$A = 12,82 \text{ cm}^2.$$

### Choix des armatures

$$8T16 = 16,08 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } e = 12,5 \text{ cm.}$$

### Vérification de la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier :

➤ **Selon le RPA :**

$$\tau = \frac{T}{b \times d} < \bar{\tau} = 0.2f_{c28}$$

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{206330}{1000 \times 220} = 0.93 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPA.}$$

➤ **Selon le BAEL :**

$$\tau = \frac{T}{b \times d} < \bar{\tau} = \min \left( \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) = \min(2,5; 4) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0.93 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPA.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 5.2.7 Résumé du calcul de ferrailage des voiles

Les choix d'armatures figurent dans le tableau suivant pour chaque section de voile d'après le ROBOT EXPERT 2009 :

**Tableau 75-2** : Résumé du calcul de ferrailage des voiles

	Armatures verticales				Armatures horizontales			
	Aca	Adopté	choix	st	Aca	Adopté	choix	st
<b>30</b>	40,2	40,8	13T20	7,96	21,8	21,9	7T20	14,2
<b>25</b>	13,12	18,10	9T16	11,11	12,82	16,08	8T16	12,5
<b>20</b>	14,6	16,08	7T16	14,2	13,0	14,07	7T16	14,2

### 5.3 Etude des poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, qui transmettent les charges des planchers, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

#### 5.3.1 Les combinaisons de calcul

- 1.35 G + 1.5 Q selon CBA93
- G+Q selon CBA93
- G + Q±E selon RPA99/2003
- 0.8 G ±E selon RPA99/2003

#### 5.3.2 La méthode de calcul

Méthode pour une section rectangulaire à l'ELU en flexion simple

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel ROBOT

Type	sollicitations	ELU	ELS	ACC
Poutre	M travée	98,33	71,36	166,33
Périphérique	M appui	-77,29	-66,36	-110,00
Y-Y	eff tranchant	388,92	282,81	631,94

Avec :  $h = 50cm$   
 $b = 40cm$

### 5.3.3 Le ferrailage d'une poutre

En travée

ELU

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{98330}{14,2 \times 40 \times 45^2} = 0,085$$

$$\mu = 0,085 < \mu_L = 0,372 \rightarrow A' \text{ n'existe pas donc } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,112.$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,955$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{98330}{435 \times 0,955 \times 45} = 5,26 \text{ cm}^2.$$

**Les armatures minimales**

➤ condition imposée par le BAEL91

$$A_{\min} = 0,23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 40 \times 45 \times \frac{2,1}{500} = 1,74 \text{ cm}^2$$

➤ condition imposée par le RPA

$$A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 40 \times 50 = 10 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{ca} ; A_{\min} ; A_{rpa}) = \max(5,26 ; 1,74 ; 10) \text{ cm}^2 \rightarrow A = 10 \text{ cm}^2$$

Choix : **8T14=12.32cm<sup>2</sup>**

**Vérification à l'ELS**

**Vérification des contraintes dans le béton :(Art A.4.5.2/BAEL91)**

On doit vérifier

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times ft28}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}500; 110 \cdot \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(333.3; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12.32}{40} = 4.62.$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 45 \times 4.62 = 415.8.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 16.28.$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = 209961.13 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I_1} = \frac{66210}{209961.13} = 0.31.$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.31 \times 16.28 = 5.05 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) = 133.55 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = 5.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 133.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## En appui

### ELU

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{77290}{14.2 \times 40 \times 45^2} = 0.067$$

$$\mu = 0.067 < \mu_L = 0.372 \rightarrow A' \text{ n'existe pas donc } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.087.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.965$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{77290}{435 \times 0.965 \times 45} = 4.09 \text{ cm}^2.$$

### Les armatures minimales

➤ condition imposée par le BAEL91

$$A_{\min} = 0.23b.d.\frac{ft28}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 45 \times \frac{2.1}{500} = 1.74 \text{ cm}^2$$

➤ condition imposée par le RPA

$$A_{\min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 40 \times 50 = 10 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{ca} ; A_{\min} ; A_{rpa}) = \max (4.09 ; 1,74 ; 10) \text{ cm}^2 \rightarrow A = 10 \text{ cm}^2$$

Choix : **8T16=16.08cm<sup>2</sup>**

### Vérification à l'ELS

#### Vérification des contraintes dans le béton :(Art A.4.5.2/BAEL91)

On doit vérifier

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} 500 ; 110 \cdot \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (333.3 ; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 16.08}{40} = 6.03.$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 45 \times 6.03 = 542.7.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 18.03.$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A (d - Y_1)^2 = 253593.72 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I_1} = \frac{71360}{253593.72} = 0.28.$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.28 \times 18.03 = 5.07 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) = 113.274 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_b = 5.05 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 113.274 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## Armatures transversales

Vérification si les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la Poutre

$$\tau = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}$$

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

$$T_u^{max} = 388.92 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{38892}{400 \times 500} = 1.94 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

## Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{lmax}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{500}{35}; \frac{400}{10}; 1.6\right)$$

$$\phi_t \leq \min(14.2; 40; 1.6)$$

On prend :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE400  $\Rightarrow 2\phi_{10} \Rightarrow A_t = 1.57 \text{ cm}^2$  (1 cadre + 1 étrier)

## L'espacement des armatures transversales

Selon le BAEL91 (article A.5.1, 23)

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \cdot f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 1.57 \times 500}{1.15 \times 40 \times (1.94 - 0.3 \times 2.1)} = 11.72 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40.5 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.57 \times 500}{0.4 \times 40} = 39.25 \text{ cm} \end{cases}$$

Selon RPA99/V2003

➤ En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi\right) = S_t \leq \min(12.5; 12; 1.6) = 12 \text{ cm} \Rightarrow \delta t = 10 \text{ cm}$$

➤ En zone courante  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \delta t = 15 \text{ cm}$



## ***CHAPITRE 6 : INFRASTRUCTURE***

## Introduction

Les fondations constituent la partie infrastructure d'un bâtiment. Elles devront être suffisamment rigides pour réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain et transmettre au sol les charges engendrées par la superstructure dans les bonnes conditions.

### 6.1 Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La charge totale transmise au sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 4 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de  $500,82 \text{ m}^2$ , ainsi que le poids de la structure  $W=5296082,610\text{KN}$

### 6.2 Choix du type de fondation

Nous nous intéressons aux semelles filantes, pour ce cas il faudrait vérifier que la surface des semelles soit inférieure à 50% de celle du bâtiment :

$$\frac{S_S}{S_B} \geq 50\% .$$

Avec :

$S_S$  : surface des semelles.

$S_B$  : Surface du bâtiment.

La surface des semelles est obtenue par la formule :

$$\frac{N}{S_S} \geq \overline{\sigma_{Sol}} \quad \xrightarrow{\text{Donc}} \quad S_S \leq \frac{N}{\overline{\sigma_{Sol}}}$$

Avec :

$N_{\text{ser}}$  : effort normal dû aux charges verticales.

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

On a :  $N=130493.54\text{KN}$  (donnée par le robot).

$$\overline{\sigma}_{sol} = 4\text{MPa}$$

$$S_s \leq \frac{130493.54}{400} = 326,23\text{m}^2$$

### 6.2.1 Vérification

$$\frac{S_s}{S_B} = \frac{326,23}{500,82} = 0.65 > 0.5 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50% de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces derniers .Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation.

### 6.2.2 Etude du radier

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles De l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (Radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité ;
- Condition forfaitaire ;
- Condition de non poinçonnement ;
- Condition de non cisaillement ;

#### ① Condition de rigidité

$$\text{Radier rigide} \Rightarrow L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$\text{Avec } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

**$L_e$**  : est la longueur élastique.

**$L_{max}$**  : la plus grande distance = 7,14 m.

**$b$**  : largeur du panneau le plus sollicité

**$E$**  : Module de déformation =  $3,2 \cdot 10^6 \text{ t/ml}$

**$I$**  : inertie d'une bande d'1m du radier  $I = bhr^3/12$

**$hr$**  : Hauteur du radier.

**$K$**  : coefficient d'élasticité du sol.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$hr \geq \sqrt[3]{\frac{48k \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}} \rightarrow hr \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 7,14^4}{3,2 \times 10^7 \times 3,14^4}} \rightarrow hr \geq 1,17m$$

$$hr \geq 1,17m$$

### ② Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{7,14}{8} = 0,892 \leq h \leq \frac{7,14}{5} = 1,42$$

On prend :  $h=1,2m$

### ③ Condition de non poinçonnement

$$N_U \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_U$  : charge maximale appliquée par les voiles sur le radier (ELU).

$U_c$  : périmètre cisailé dans le plan moyen du radier.

$N_U = 10673,85KN$  localisé au voile

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a + b + 2h) = 2(0,3 + 3 + 2 \times 1,2) = 11,4$$

$$N_U \leq 0,045 \times 11,4 \times 1,2 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 10530KN$$

### ④ Condition de non cisaillement

Pour le panneau le plus sollicité :  $L_x=6,81m$  et  $L_y=7,14m$

Nous devons vérifier :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{6,81}{7,14} = 0,95$$

$0,40 \leq 0,95 \leq 1 \rightarrow$  la dalle porte dans les deux sens.

On doit vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5KN/m^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{T_u^{max}}{b \times 0,9h}$$

$$\Rightarrow hr \geq \frac{T_u^{max}}{b \times 0,9\tau_u} \quad \text{Avec } T_u^{max} = \frac{qu \times L}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q = 52960,826 \text{ KN} \\ Q = 2,5 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$q$  : Poids de la structure

$Q$  : Surcharge d'exploitation

$$qu = 1,35q + 1,5Q = 1,35 \times 52960,826 + 1,5 \times 2,5 = 71500,865 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = q + Q = 52960,826 + 2,5 = 52963,326 \text{ KN}$$

$$S_B = 616,89 \text{ m}^2$$

$$q = \frac{qu}{S_B} = \frac{71500,865}{616,89} = 115,90$$

$$D'où : T_u^{max} = \frac{115,90 \times 7,14}{2} \times 1,00 \text{ ml} = 413,78 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow hr \geq \frac{413,78}{0,9 \times 1 \times 2,5 \times 10^4} = 18,39 \text{ cm}$$

Pour satisfaire les 4 conditions précédentes, on prendra une hauteur du radier égale à 120 cm.

### 6.2.3 Caractéristiques du radier

$$\begin{array}{l} S = 616,89 \text{ m}^2 \\ hr = 1,2 \text{ m} \end{array}$$

Poids propre :

$$Gr = \gamma_b \times h \times S = 25 \times 1,2 \times 616,89 = 18\,506,7 \text{ KN}$$

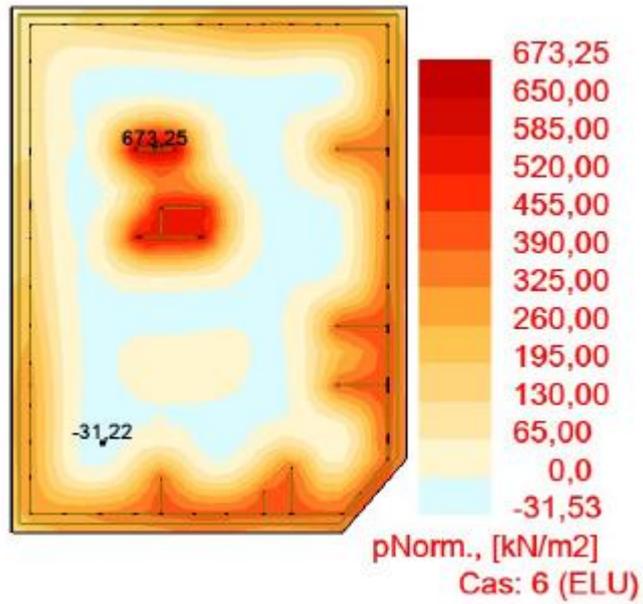
### 6.2.4 Vérification des contraintes

D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par coefficient **1.5**, donc :  $\sigma_{sol} = 6 \text{ MPA}$ .

Par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

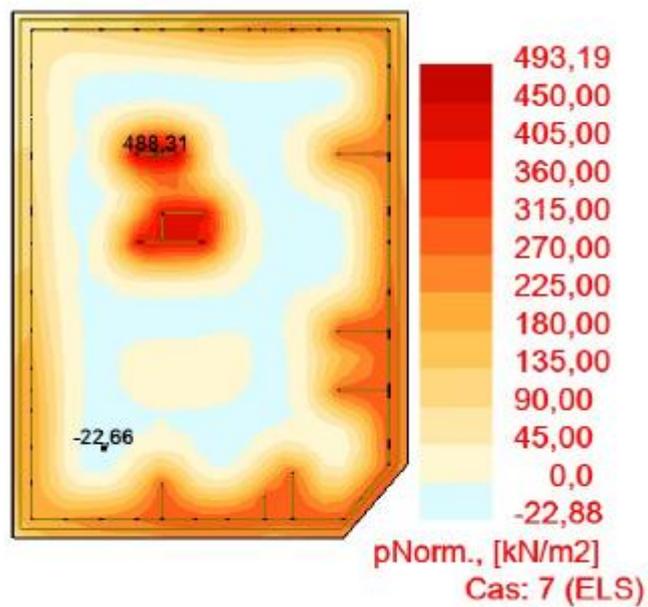
➤ **ELU**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 6,73 - 0,31}{4} = 4,97 \text{ Mpa} < 6 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$



**Figure 06-0-1** : Vérification des contraintes à ELU

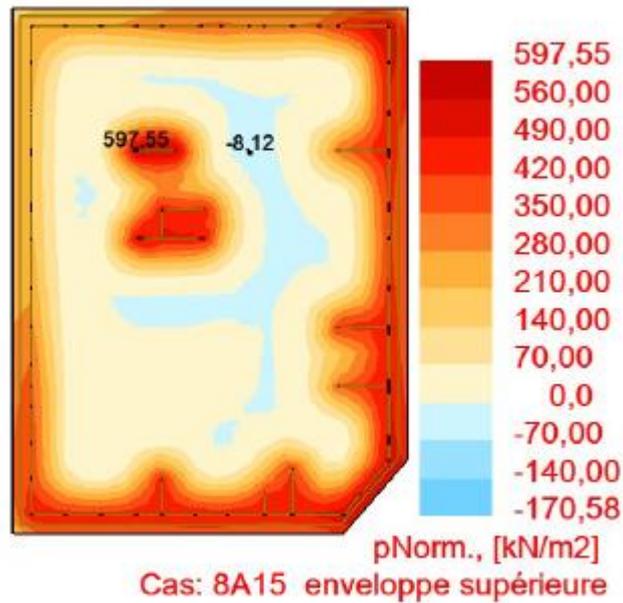
➤ **ELS**



**Figure 06-0-2** : Vérification des contraintes à ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 4,88 - 0,22}{4} = 3,6 \text{ Mpa} < 4 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **ELA**



**Figure 06-3** : Vérification des contraintes à ACC

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 5,97 - 0,08}{4} = 4,45 \text{ Mpa} < 6 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 6.2.5 Vérification de l'effet sous pression

Nous devons nous assurer que notre radier est en sécurité vis-à-vis du phénomène de soulèvement sous l'effet de la pression hydrostatique. Pour cela, il faut vérifier :

$$P > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

**P** : poids du bâtiment.

**Z** : profondeur d'ancrage.

**S** : surface du radier.

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m<sup>3</sup>.

$$1.5 \times S \times \gamma \times Z = 1.5 \times 616.89 \times 10 \times 3 = 27\,760,05 \text{ KN}$$

$$P = 52960,826 \text{ KN} > 27\,760,05 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 6.2.6 Calcul du ferrailage du radier

Le calcul se fera en flexion simple. Les résultats figurent dans le tableau suivant avec :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

## Sollicitations de calcul

Sollicitations de calcul ( $M < 0$  tend les fibres inférieure).

**Le sens X :**

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-445,57	162,80	-323,07	118,08	-171,97	124,69

**Le sens Y :**

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-562,29	235,16	-407,72	170,78	-231,24	180,29

## Calcul des armatures

➤ **ELU**

**Tableau 6-1** : choix de ferrailage du radier

Sens	Moments		$\mu < \mu_L$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	Choix
X	Appuis	-445,57	0,026 < 0.372	0.034	0.986	9,61	12T16=24.13 cm <sup>2</sup>
	Travée	162,80	0,0098 < 0.372	0.012	0.995	3.48	8T16 =16.08 cm <sup>2</sup>
Y	Appuis	-562,29	0,034 < 0.372	0.043	0.982	12,19	12T16=24.13 cm <sup>2</sup>
	Travée	235,16	0,014 < 0.372	0.018	0.992	5,05	8T16 =16.08cm <sup>2</sup>

## Condition de non fragilité

$A_{\min} < A_{\text{cal}}$

$$A_{\min} = 0.23bd \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 108 \times \frac{1.8}{500} = 8.94 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS**

## Vérification des contraintes dans l'acier

Nous devons vérifier :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b adm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times ft28} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} 500; 110 \cdot \sqrt{1.6 \times 1.8} \right) = \min (333.3; 186,676)$$

$$\bar{\sigma}_s = 186,676 \text{ MPA}$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Nous allons utiliser la méthode du tableau :

**Tableau 6-2** : choix de ferrailage du radier à ELS

Sens	Moments	A	$\rho_1$	K1	$\beta_1$	$\sigma_s$	$\sigma_b$	Verification	
X	Appuis	-323,07	24.13	0.223	50.79	0.924	186,49	3,67	cv
	Travée	118,08	16.08	0.147	64.37	0.937	64,62	1.00	cv
Y	Appuis	-407,72	24.13	0.223	50.79	0.924	186,49	3,67	cv
	Travée	170,78	16.08	0.147	64.37	0.937	64,62	1.00	cv

## 6.3 Voile périphérique

### 6.3.1 Introduction

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- $Q$  : surcharge d'exploitation  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .
- $\gamma$  : Poids volumique de la terre  $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$
- $\varphi$  : angle de frottement interne du sol  $\varphi = 35^\circ$
- $K_a$  : coefficient de poussée des terres  $K_a = 0,452$

### 6.3.2 Le Dimensionnement

D'après le **R.P.A.99** ; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm. Dans notre structure on à :  
 $e = 20 \text{ cm}$ .

### 6.3.3 Combinaison fondamentale

$$\text{ELU} : N_u = 1.35 \times \gamma \times h_e \times K_a \times 1 \text{ m} = 1.35 \times 19 \times 3 \times 0.452 \times 1 \text{ m} = 34,78 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : N_s = \gamma \times h_e \times K_a \times 1 \text{ m} = 19 \times 3 \times 0.452 \times 1 \text{ m} = 25,76 \text{ KN.m}$$

### 6.3.4 Calcul des contraintes

$$h = 0 \rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ KN/m}^2.$$

$$h = 3 \rightarrow \sigma_1 = 0,452 \times 19 \times 3 = 25,764 \text{ KN/m}^2.$$

On va considérer le voile comme une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie  $q = \frac{\sigma_0 + \sigma_1}{2} = \frac{0 + 25,764}{2} = 12,882 \text{ KN/m}^2$ .

Pour une bande de 1m de largeur :

**ELU**

$$q_u = 1.35 \times 12,882 = 17,390 \text{ KN/m}^2.$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 17,390 \text{ KN/m}.$$

## ELS

$$q_s = 12,882 \text{ KN/m}^2.$$

$$\bar{q}_s = 12,882 \text{ KN/m}.$$

### 6.3.5 Calcul du ferrailage

#### ELU

$$M_{x_u} = \mu_{x_u} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x;$$

$$M_{y_u} = \mu_{y_u} \times M_{x_u} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y;$$

#### ELS

$$M_{x_{ser}} = \mu_{x_{ser}} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_{y_{ser}} = \mu_{y_{ser}} \times M_{x_{ser}} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,12}{3} = 0,701 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux directions}$$

Calcul des moments pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

- Etat limite ultime

$$\rho = 0,96 \Rightarrow \mu_{xu} = 0,0684 \quad \Rightarrow M_x = 0,0684 \times 17,390 \times 2,12^2 = 5,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{yu} = 0,432 \quad \Rightarrow M_y = 0,432 \times 5,34 = 2,31 \text{ KN.m}$$

- Etat limite service

$$\Rightarrow M_x = 0,0684 \times 12,882 \times 2,12^2 = 3,96 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_y = 0,432 \times 5,34 = 1,71 \text{ KN.m}$$

Combinaisons	SENS X-X		SENS Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Ma (KN.m) $\times 0,3$	1,602	1,188	0,693	0,513

Mt (KN.m) ×0.85	4,539	3,366	1,964	1,453
-----------------	-------	-------	-------	-------

### 6.3.6 Calcul des ferrillages

#### Enrobage

La fissuration est considérée comme préjudiciable  $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \varnothing = 1 \text{ cm}$$

#### Calcul de l'enrobage

$$\begin{cases} c_x = a + \frac{\varnothing}{2} \\ c_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} c_x = 2,5 \text{ cm} \\ c_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

#### Hauteurs utiles

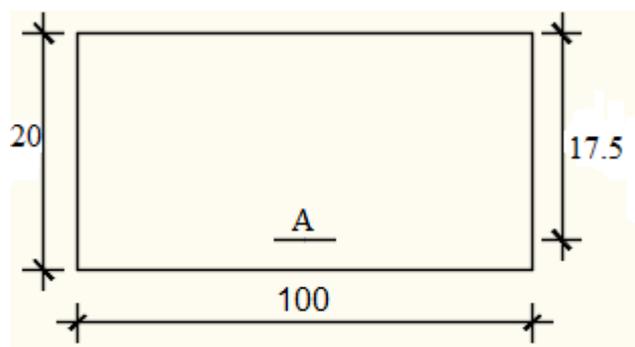
$$d_x = h - c_x = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm.}$$

$$d_y = h - c_y = 20 - 3,5 = 16,5 \text{ cm.}$$

Le ferrillage en appui et en travée est le même. On va prendre le moment maximal (moment En travée).

### 6.3.7 Calcul du ferrillage de la dalle pleine

#### Sens x-x



- ELU

#### En travées

$$M_{tx_u} = 4,539 \text{ KN. m.}$$

$$\mu = \frac{M_{tx_u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4539}{14.2 \times 100 \times 17.5^2} = 0.010$$

$$\mu = 0.010 < \mu_l = 0.372. \text{ A' n'existe pas et } 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.013.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994.$$

#### Détermination des armatures

$$A = \frac{M_{tx_u}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4539}{435 \times 0.994 \times 17.5} = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

#### Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE500} \rightarrow A_{\min} = 0.0006 \times b \times h = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

#### Conditions exigées par le RPA99/V2003

$$A_{\min_{\text{RPA}}} = 0,0001 \times 100 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min_{\text{RPA}}}) = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

#### Choix des armatures :

$$7T10 = 5.50 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{Avec :} \quad \mathbf{e=15 \text{ cm.}}$$

- **ELS**

#### En travées

$$M_{tx_S} = 3,366 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5.50}{100} = 0.825.$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17.5 \times 0.825 = 28,875.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4.61.$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = 16973.28 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I_1} = \frac{3366}{16973.72} = 0.198.$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.198 \times 4.61 = 0.914 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) = 38,28 \text{ MPA.}$$

#### Contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{C28} = 18 \text{ MPA.}$$

#### Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) = \min(333.333 ; 186,676 \text{ MPA})$$

$$\sigma_b = 3.97 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 38,28 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 186,676 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à ELU seront maintenues

## Sens y-y

### - ELU

$$M_{ty_u} = 1,964 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx_u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1964}{14.2 \times 100 \times 16.5^2} = 0.005$$

$$\mu = 0.005 < \mu_l = 0.372. \text{ A' n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.006.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997.$$

### Détermination des armatures

$$A = \frac{M_{tx_u}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1964}{435 \times 0.997 \times 16.5} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

### Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1] :

$$\text{Acier FeE500} \rightarrow A_{\min} = 0.0006 \times b \times h = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

### Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min_{\text{RPA}}} = 0,0001 \times 100 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_{\min_{\text{RPA}}}) = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

### Choix des armatures :

$$7\text{T}10 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{Avec :} \quad e = 15 \text{ cm.}$$

### - ELS

$$M_{ty_s} = 1,453 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5.50}{100} = 0.825.$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16.5 \times 0.825 = 27,225.$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4.45.$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = 14916.57 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I_1} = \frac{1453}{14916.57} = 0.970.$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.970 \times 4.45 = 4.31 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) = 165.12 \text{ MPA.}$$

### **Contrainte admissible**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{C28} = 18 \text{ MPA.}$$

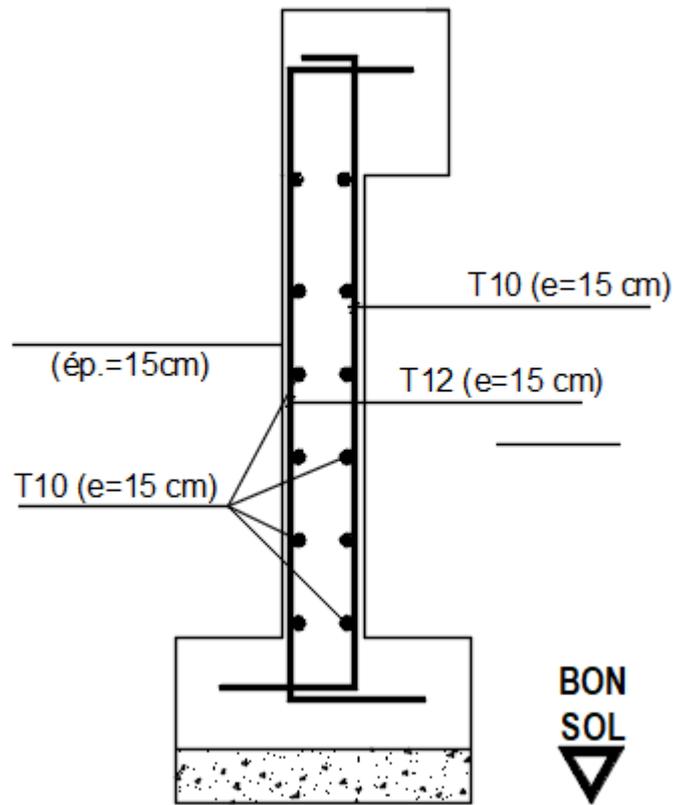
### **Fissuration préjudiciable**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}\right) = \min(333.333; 186,676 \text{ MPA})$$

$$\sigma_b = 3.97 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 175,327 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 186,676 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à ELU seront maintenues



# ***CONCLUSION GENERALE***

Ce projet de fin d'études fût le couronnement d'un enseignement très profitable et fructueux durant les cinq années d'études à l'Ecole Nationale Polytechnique. Il constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises.

Le travail présenté est en premier lieu une expérience très enrichissante et une rétrospective des véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à prendre en considération. De ce fait, il nous a permis de mettre en application directe plusieurs cours enseignés et d'acquérir des connaissances supplémentaires sur l'utilisation des logiciels, ainsi que la mise en application des règlements en vigueur.

La première justification vis-à-vis de la résistance et la stabilité de la structure est prise en considération par le pré-dimensionnement des éléments. Une étape qui constitue un point de départ avec des estimations des dimensions minimales à considérer.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

Du point de vue technique, la variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de période, déplacements et efforts, chose qui nous a permis d'affirmer que le bâtiment est correctement conçu et dimensionné. En d'autres termes, c'est un bâtiment qui respecte les normes en vigueur en Algérie (PRA99/2003, ...).

Par ailleurs, le fait que le bâtiment ne soit composé que de voiles porteurs, nous a considérablement facilité la tâche de calcul des sollicitations auxquelles chaque élément est soumis.

Ce projet de fin d'études, nous a permis d'acquérir un certain savoir-faire qui nous sera d'une grande utilité dans l'avenir, comme par exemple, résoudre des problèmes en proposant diverses solutions et faire le meilleur choix.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Calcule des ouvrages en béton armé-M.BELAZOUGUI-\*Office des publications universitaires1991 ;
- D.T.R.-B.C. 2-42 C.B.A.93.
- Cours de béton armé BAEL91-Jean-pierre MOUGIN-\*EYROLLES1992\* ;
- Règlement parasismique Algérien 99 version 2003
- Pratiques de BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX-\*3eme édition99\* ;
- DTU Règles BAEL 91révisées 99\*EYROLLES 2000\* ;
- D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- Guide de la conception parasismique des bâtiments –association français du génie parasismique.
- Mémoire de fin d'étude 2019-2020 présenté par BENDERBAL ASMA  
Et MOUZAOUI SOUAD
- Mémoire de fin d'étude 2022-2023 présenté par MAIGA Fatoumata Agassoumane

