

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



**Université Echahid Hamma Lakhdar d'El-Oued**

**FACULTE DE TECHNOLOGIE**  
**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté pour l'obtention du diplôme de

**MASTER ACADEMIQUE**

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : Matériaux en Génie Civil

**Thème**

**Conception et Etude D'un Bâtiment Multi-Etage en Béton  
Armé Avec Un Contreventement Mixte (Voiles – Portiques)**

Devant le jury composé de :

M.C.B Bachir labiodh	Président	Présentée par les étudiants : - Tedjini Mohammed Arafa - Hamdi Akram Eddine - Ramdani Yassamine - Otmani Wissam
M.C.A Iyes soulimane	Examineur	
M.A.A Fouzi Masmoudi	Encadreur	

**2022-2023**

# REMERCIEMENTS

nous tenons à remercier l'ensemble de nos professeurs tout le long de ces années d'études 2022-2023. nous voulons aussi remercier tous les membres du jury.

nos remerciements à notre encadreur **Dr. Fouzi Masmoudi** et les enseignants à l'université d'El Oued, qui nous ont marqué par leurs grandes valeurs scientifiques et humaines.

nous ne saurions terminer sans remercier nos très chères mères et nos très chers pères, nos frères et nos sœurs ainsi que toute nos familles et nos amis pour leurs encouragements et surtout pour leurs soutien moral.

## Résumé:

Les études des projets des bâtiments visent plusieurs objectifs, notamment:

- Assurer la stabilité et la sécurité des ouvrages.
- Diminution des coûts de réalisation.
- Commodité d'utilisation.
- Esthétique.

Et c'est cette optique que s'inscrit ce projet de fin d'études, où il est proposé de procéder au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage habitation, implanté dans une zone de sismicité bien définie, contreventé par un système mixte portique -voiles.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se basant sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003 et CBA 93) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

**Mots clés :** Batiment; béton armé; contreventement mixte; portique mur voile.

## ملخص:

دراسات مشاريع البناء لها عدة أهداف منها على وجه الخصوص:

- التأكد من استقرار وسلامة الهياكل.
- تخفيض تكاليف الإنتاج.
- راحة في الاستخدام.
- جمالي.

وهذا المنظور هو الذي يناسب مشروع نهاية الدراسات هذا، حيث يقترح المضي قدما في حساب مبنى من الخرسانة المسلحة للاستخدام السكني، يقع في منطقة زلزالية محددة جيداً، ومدعومة بنظام مختلط من هيكل المبنى وجدار خرساني.

لذلك، لحساب العناصر المكونة للهيكل، فإننا نعتمد على اللوائح والأساليب المعروفة (RPA99، BAEL91 المعدلة في 2003 و CBA93) التي تستند إلى معرفة المواد (الخرسانة والصلب) ، والأبعاد وتقوية العناصر المقاومة للهيكل.

**كلمات مفتاحية :** بناء؛ الخرسانة المسلحة؛ تستعد مختطة؛ رواق باعمدة؛ جدار الحجاب.

# LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

**B.A.E.L** : Béton Armé aux Etats Limites.

**R.P.A** : Règles parasismiques algériennes.

**C.B.A** : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.

**D.T.R** : Document Technique Réglementaire.

**E.L.U** : Etat Limite Ultime.

**E.L.S** : Etat Limite de Service.

**E.L.A** : Etat Limite Accidentel.

**G** : Charge permanente.

**Q** : Charge d'exploitation.

**H.A** : Haute Adhérence.

**R.L** : Ronds Lisses.

**KN** : kilo Newton.

**ml** : mètre linéaire.

**MPa** : Méga pascal.

**RDC** : Rez De Chaussée.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$E_{ij}$  : Module d'élasticité instantanée.

$E_{vj}$  : Module d'élasticité différée.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.

$f_{bu}$  : Contrainte de résistance de béton à l'ELU.

$\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier.

$\sigma_s$  : Contrainte de résistance dans l'acier à l'ELS.

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

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.

$N_u$  : Effort normal à l'ELU.

$N_s$  : Effort normal à l'EUS.

$F_t$  : Effort de traction.

$V_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$M_u$  : Moment fléchissant à l'ELU.

$M_s$  : Moment fléchissant à l'ELS.

$A_s$  : Section d'armatures.

$A_{max}$  : Section d'armatures maximales.

$A_{min}$  : Section d'armatures minimales.

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$\Delta_{ft}$  : La flèche.

$L_r$  : Longueur de recouvrement.

$S_t$  : Espacement des armatures.

$d$  : Hauteur utile

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration.

# SOMMAIRE

## **Introduction générale**

### **Chapitre I: Présentation de l'ouvrage**

I-1-Présentation générale.....	1
I-2-Description de l'ouvrage.....	1
I-3-Eléments de l'ouvrage .....	1
I-4 Elément composant l'infrastructure.....	2

### **Chapitre II: Caractéristique des matériaux**

II-1-Le béton et ses propriétés.....	8
II-1-1-Historique du béton.....	8
II-1-2-Définition.....	8
II-1-3-Composition du béton.....	9
II-1-4-Caractéristiques physiques.....	9
II-1-5-Caractéristiques mécaniques.....	10
II-2-L'acier.....	11

### **Chapitre III: Descende des Charges et Pré-Dimensionnement**

III-1-Détermination des charges et sur charge (DTRB.C.2-2).....	15
III-1-1-Charges permanentes.....	15
III-2 Pré dimensionnement :.....	20
III-2-1-Plancher.....	20
III-2-2-Poutres.....	21
III -2- 3-Poteaux.....	23
III -2- 4- Loi de dégression des charges d'exploitation:.....	24

III -2- 4- Dimension des sections du poteau(C2).....	26
III -3 Vérification selon leRPA99 version2003 .....	26
III -3 Voiles .....	28

#### **Chapitre IV: Calcules des éléments secondaire**

IV-Calcul des éléments non structuraux.....	30
IV-1-Calcul de l'acrotère.....	30
IV-2-Calcul d'escaliers.....	38
IV-3-Calcul des Balcons.....	63
IV-4-Calcul des planchers.....	68
IV-5 Rappel sur la méthode de caquot .....	71
IV-6 Schéma statique de la poutrelle (étages courant) .....	74
IV-7 Calcul des armatures à ELU .....	76
IV-8 Statique de la poutrelle (terrasse inaccessible) .....	80

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

V-1-Introduction.....	88
V-2-Objectifs de l'étude dynamique.....	88
V-3- Choix de la méthode de calcul.....	88
V-4- Modélisation de la structure.....	89
V-5- Caractéristique de la structure.....	92
V-6- Résultat de l'analyse modale.....	94

#### **Chapitre VI: Ferrailages des poutres**

VI-1- Introduction sur les Poutres .....	126
VI-2-Ferrailage des poutres .....	126
VI-3- Vérification du BAEL 91 .....	137

#### **Chapitre VII: Ferrailages des poteaux**

VII-1-Introduction sur les poteaux .....	141
VII-2-Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa .....	141

VII-3-Calcul des armatures .....	144
VII-4-Les armatures transversales .....	146
VII-5-Vérifications à l'ELS .....	148
<b>Chapitre VIII: Ferrailages des voiles</b>	
VIII-1 Introduction .....	149
VIII-2 Ferrailages des voiles .....	150
VIII-3 Vérification .....	154
VIII-4 Exemple de calcul .....	155
VIII-5 Ferrailages des voiles .....	158
<b>Chapitre I X: Etude de l'infrastructure</b>	
IX-1 Introduction.....	166
IX-2 Calcul des fondations.....	167
IX-3 Ferrailage du radier .....	176
IX-4 Vérification .....	180
IX-5 Ferrailage des nervures.....	181
Commentaires.....	191
<b>Conclusion</b>	

# LISTE DES FIGURES

<b>Title</b>	<b>Page</b>
<b>Chapitre I</b>	
Figure I-1: Façade Principale	3
Figure I-2: Plan de terrasse	4
Figure I-3: Coupe A---A	5
Figure I-4: Plan du RDC	6
Figure I-5: Plan des étages courant	7
<b>Chapitre II</b>	
Figure II-1: Contrainte limite	11
Figure II-2: Contrainte – déformation	12
Figure II-3: Diagramme contrainte –déformation	13
<b>Chapitre III</b>	
Figure III-1: Eléments constituant le Plancher terrasse	15
Figure III-2 : Plancher étages courant	16
Figure III-3 : Eléments constituant la dalle pleine	17
Figure III-4 : Coupe verticale d'un murs extérieur	18
Figure III-5: Coupe verticale d'un mur intérieur	18
Figure III-6: Coupe verticale de l'acrotère	19
Figure III-7: Eléments constituant la dalle pleine	19
Figure III-8 : Détail de plancher	21
Figure III-9 : Poteau le plus sollicité	23
Figure III-10: Dimensionnements d'un voile	28
<b>Chapitre IV</b>	
Figure IV-1: Coupe verticale de l'acrotère	30
Figure IV-2: Diagramme de contrainte	34
Figure IV-3: Ferrailage de l'acrotère	38
Figure IV-4: Schéma de l'escalier	39
Figure IV-5: Schéma statique	39
Figure IV-6: Schéma statique de calcul	41
Figure IV-7: Schéma statique du balcon	63
Figure IV-8: Schéma statique du plancher	69
Figure IV-9: Poutrelle sur 8 appuis	74
Figure IV-10: Poutrelle sur 8 appuis	80
<b>Chapitre V</b>	
Figure V-1: Modélisation de la structure de tour par ROBOT	90
Figure V-2: La disposition des voiles proposés	91
Figure V-3: Mode 1: translation suivant Y	99
Figure V-4: Mode2 : translation suivant X	99
Figure V-5: rotation selon Z	100
Figure V-6: Types d'analysais	103

Figure V-7: Définir la direction	104
Figure V-8: $V_{dyn}$ dans le sens X	104
Figure V-9: $V_{dyn}$ dans le sens Y	105
<b>Chapitre VI</b>	
Figure VI-1: Section de calcul PS	127
Figure VI-2: Type d'analyse	131
Figure VI-3: Calcul la section des armatures en appui PP1	132
Figure VI-4: Portique 1et 10	133
Figure VI-5: Calcul la section des armatures en travéePP1	134
Figure VI-6 : Calcul la section des armatures en appui PP2	135
Figure VI-7 : Calcul la section des armatures en travée PP2	136
Figure VI-8 : Portique 2 a 9	137
<b>Chapitre VII</b>	
Figure VII-1: Type d'analyse	145
Figure VII-2: Calcul des armatures	146
<b>Chapitre VIII</b>	
Figure VIII-1: Disposition des voiles	150
Figure VIII-2: Disposition des armatures verticales dans les voiles	154
Figure VIII-3: Répartition des efforts N par combinaisons ACC sens Y-Y	160
Figure VIII-4: Répartition des moments M par combinaisons ACC sens Y-Y	161
Figure VIII-5: Répartition des efforts tranchant par combinaisons ACC sens Y-Y	162
Figure VIII-6: Répartition des efforts N par combinaisons ACC sens X-X	163
Figure VIII-7: Répartition des moments M par combinaisons ACC sens X-X	164
Figure VIII-8: Répartition des efforts tranchant par combinaisons ACC sens X-X	165
<b>Chapitre IX</b>	
Figure IX-1:Type de fondation superficielle	167
Figure IX-2: Semelle isolées	169
Figure IX-3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	172
Figure IX-4: Diagramme de moment a l'ELU	182
Figure IX-5: Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU	182
Figure IX-6: Diagramme de moment a l'ELS	182
Figure IX-7: Diagramme de l'effort tranchant a l'ELS	183
Figure IX-8: Diagramme de moment a l'ELU	183
Figure IX-9: Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU	183
Figure IX-10: Diagramme de moment a l'ELS	184
Figure IX-11: Diagramme de l'effort tranchant a l'ELS	184
Figure IX-12: Calcul des armatures en travée	185
Figure IX-13: Calcul des armatures en appuis	186

# LISTE DES TABLEAUX

<b>Title</b>	<b>Page</b>
<b>Chapitre II</b>	
Tableau II-1: Caractéristiques mécaniques	13
<b>Chapitre IV</b>	
Tableau IV-1: Récapitulatif à l'ELS	74
Tableau IV-2: Récapitulatif à l'ELU	75
Tableau IV-3: Récapitulatif à l'ELS	80
Tableau IV-4: Récapitulatif à l'ELU	81
<b>Chapitre V</b>	
Tableau V-1: Poids de chaque étage	92
Tableau V-2: Valeur de centre ( masse + rigidité ) et l'excentricité ( théorique + accidentelle )	94
Tableau V-3: La valeur de facteur de qualité	95
Tableau V-4: La valeur de facteur de qualité	96
Tableau V-5: Périodes et participation massique (bâtiment sans voiles )	97
Tableau V-6 : Périodes et participation massique(bâtiment avec voiles)	98
Tableau V-7 : Vérification des déplacements inter- étages sens X-X	102
Tableau V-8 : Vérification des déplacements inter- étages sens Y-Y	102
Tableau V-9 : La stabilité au renversement sens X-X	106
Tableau V-10 : La stabilité au renversement sens Y-Y.	106
Tableau V-11 : Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens X-X	107
Tableau V-12 : Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y-Y	108
<b>Chapitre VI</b>	
Tableau VI-1: Sollicitations des poutres	127
<b>Chapitre VII</b>	
Tableau VII-1: Tableau des résultats donné par le Robot structural analysais	144
Tableau VII-2: Tableau choix des armatures	146
<b>Chapitre IX</b>	
Tableau IX-1: Effort normal appliqué sur les fondations	168
Tableau IX-2: Vérification des contraintes dans le béton	181

# Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts dus au séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés suite au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 ne répondaient pas aux exigences de la conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) qui rigidifient convenablement la structure.

De tout temps le dimensionnement des ouvrages a constitué un élément important pour les concepteurs. Du temps des anciens, la sécurité (stabilité) a toujours constitué le principal critère et ce au détriment de l'économie. Ajoutera cela, l'immensité des ouvrages constituait un symbole de puissance. Actuellement, la société est passée du dimensionnement classique à l'optimisation des structures. Cette tendance ne cesse d'évoluer avec l'avènement des calculateurs puissants qui permettent de modéliser les différents éléments des structures.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003), BAEL et le DTR...

C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail, mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Notre travail effectué dans le cadre de ce projet de fin d'étude est consacré au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation (R+9) << **Conception Et Etude D'un Bâtiment Multi-Etage En Béton Armé Avec Un Contreventement Mixte (Voiles- Portiques)** >>.

A travers cette étude, nous allons illustrer les différentes Présentation du projet et les différents matériaux utilisés.

- pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs et voiles).
- Calcul détaillé des différents éléments secondaires (planches, balcon, escaliers).
- Modélisation et analyse de la structure en utilisant le logiciel **robot structural analysis** .
- calcul et ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles).
- Etude des différents éléments de l'infrastructure (fondations).

L'objectif de cette étude comme toute étude de calcul d'un bâtiment est d'aboutir suivant les différents règlements en vigueur en Algérie aux différents plans de coffrages et ferrillages qui seront mis à la disposition du chantier pour réalisation.

# Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

## **I-1 Présentation générale:**

Notre travail consiste à étudier un bâtiment (R+9) à usage d'habitation. Ce bâtiment est situé à la Wilaya de Skikda (Daira El Harrouche commune El Harrouche) est classé ,selon le RPA99 version2003,comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone II-a).

Dans notre études de ce projet , Nous avons utilisé le logiciel **robot structural analysais** .

Ce projet de fin d'études intitule :«**Conception Et Etude D'un Bâtiment Multi-Etage En Béton Armé Avec Un Contreventement Mixte (Voiles- Portiques)**».

## **I-2 Description de l'ouvrage :**

### **I-2-1 Caractéristiques géométriques:**

Les dimensions de l'ouvrage sont comme suit :

-longueur totale du Bâtiment :26.60m

-largeur totale du bâtiment: 20.40m

-hauteur totale du bâtiment: 30.6m

-hauteur du RDC: 3.06m

-hauteur d'étage: 3,06m

## **I-3 Eléments de l'ouvrage:**

### **I-3-1 Ossature:**

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques auto-stables construits de poutres et de poteaux encastrés les uns dans les autres et des voiles de contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

### **I-3-2 Planchers:**

Les planchers sont des éléments horizontaux dits "diaphragme" qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages. Pour notre projet il y a deux type de planchers :
  - les planchers en corps creux.-les dalles pleines en béton armé

**I-3-3 Escalier:**

Le bâtiment est menu d'une cage d'escalier de type droit.

**I-3-4 Balcons:**

Les balcons seront réalisés en corps creux et dalles pleines.

**I-3-5 Acrotère:**

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60cm.

**I-3-6 Maçonnerie :**

- Les murs extérieurs seront d'épaisseur de 30 cm en double parois.
- Les murs de séparations intérieurs: seront réalisés en cloison en brique creuse de 10cm.

**I-3-7 Revêtement :**

Ils seront réalisés:

- en carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- en céramique pour les salles d'eau
- en mortier de ciment pour les murs de façade.
- en plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

**I-3-8 Système de coffrage:**

les éléments structuraux sont réalisés par un coffrage métallique ou coffrage en bois.

**I-4 Elément composant l'infrastructure:**

Le choix de mode de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage (ou des surcharges) et de la nature du sol.

Le système de fondation doit former un ensemble résistant et rigide cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales de limiter les tassements différentiels le système de fondation doit être homogène.

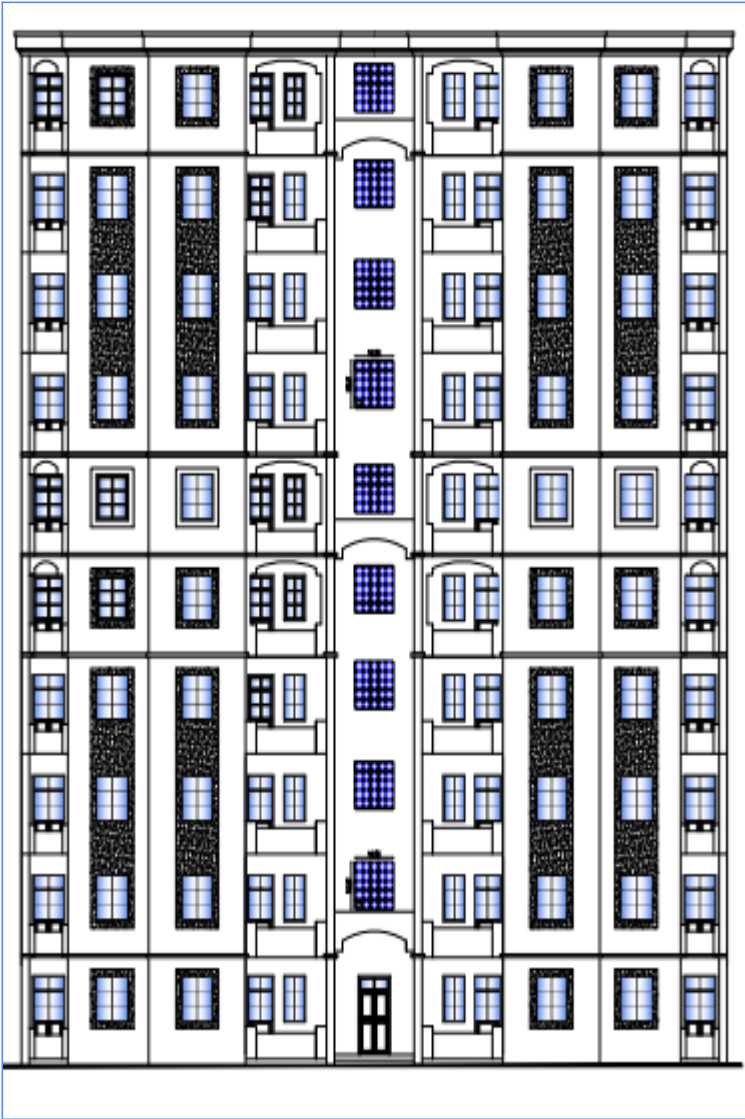


Figure I -1 :Façade Principale

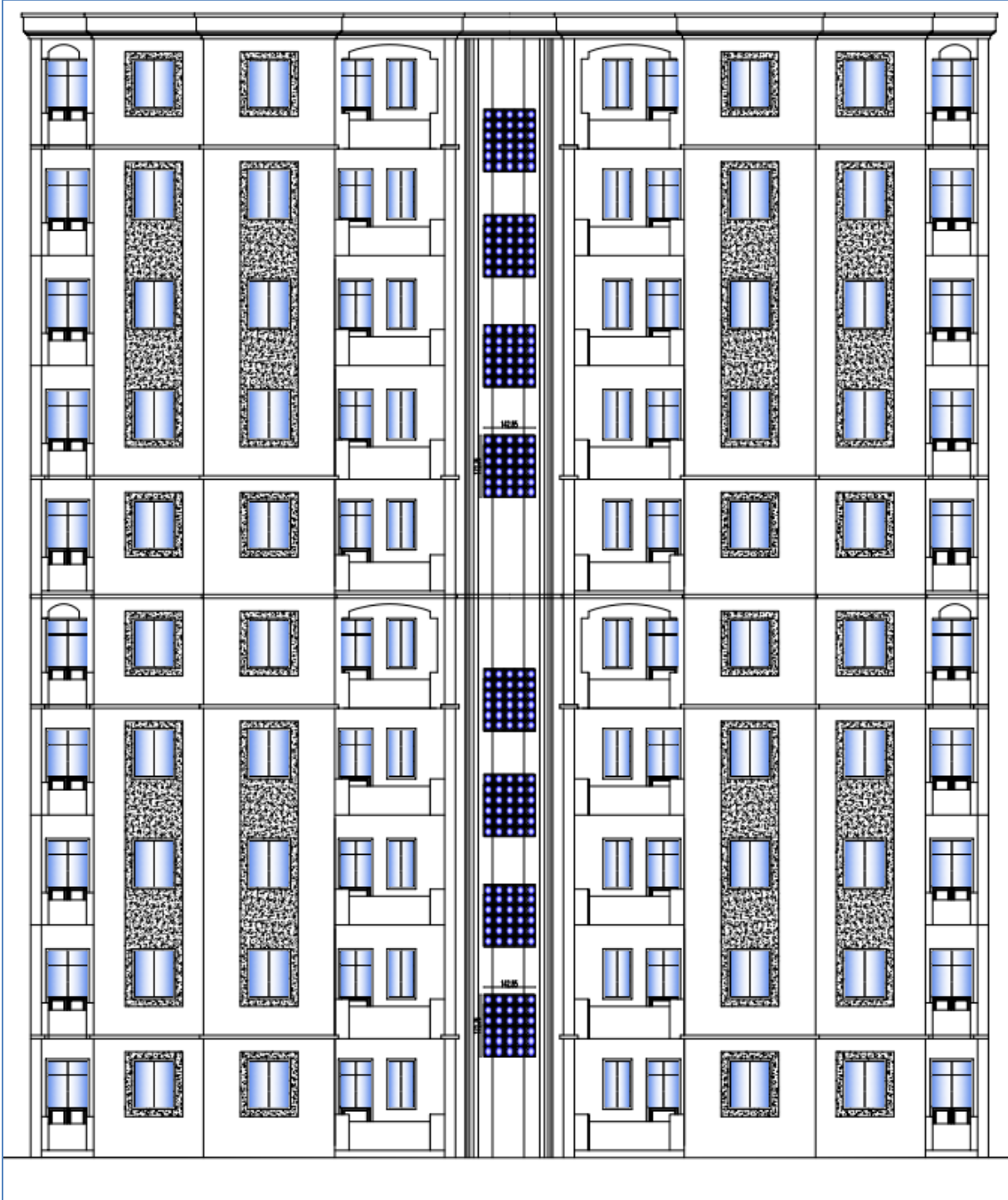


Figure I -2 :Façade postérieure

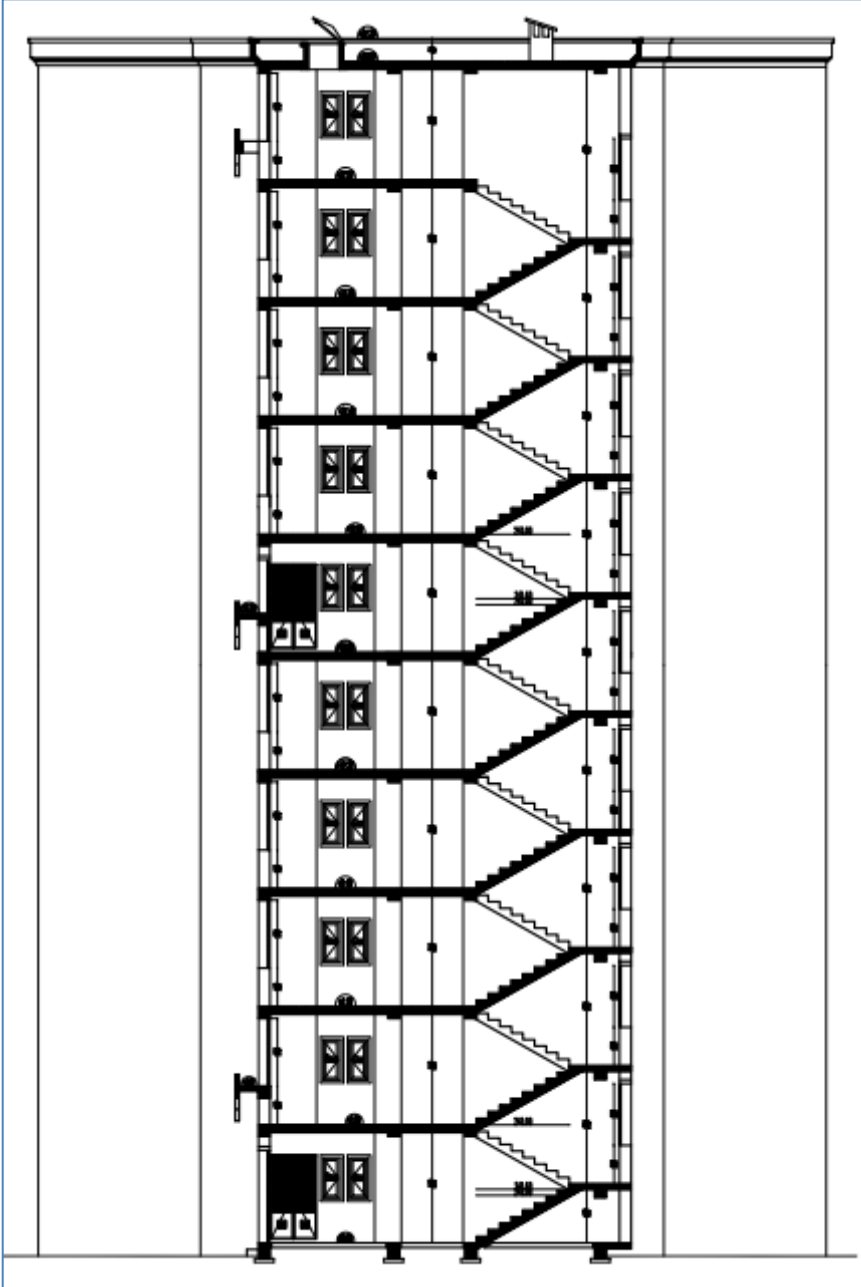


Figure I -3 : coupe A---A

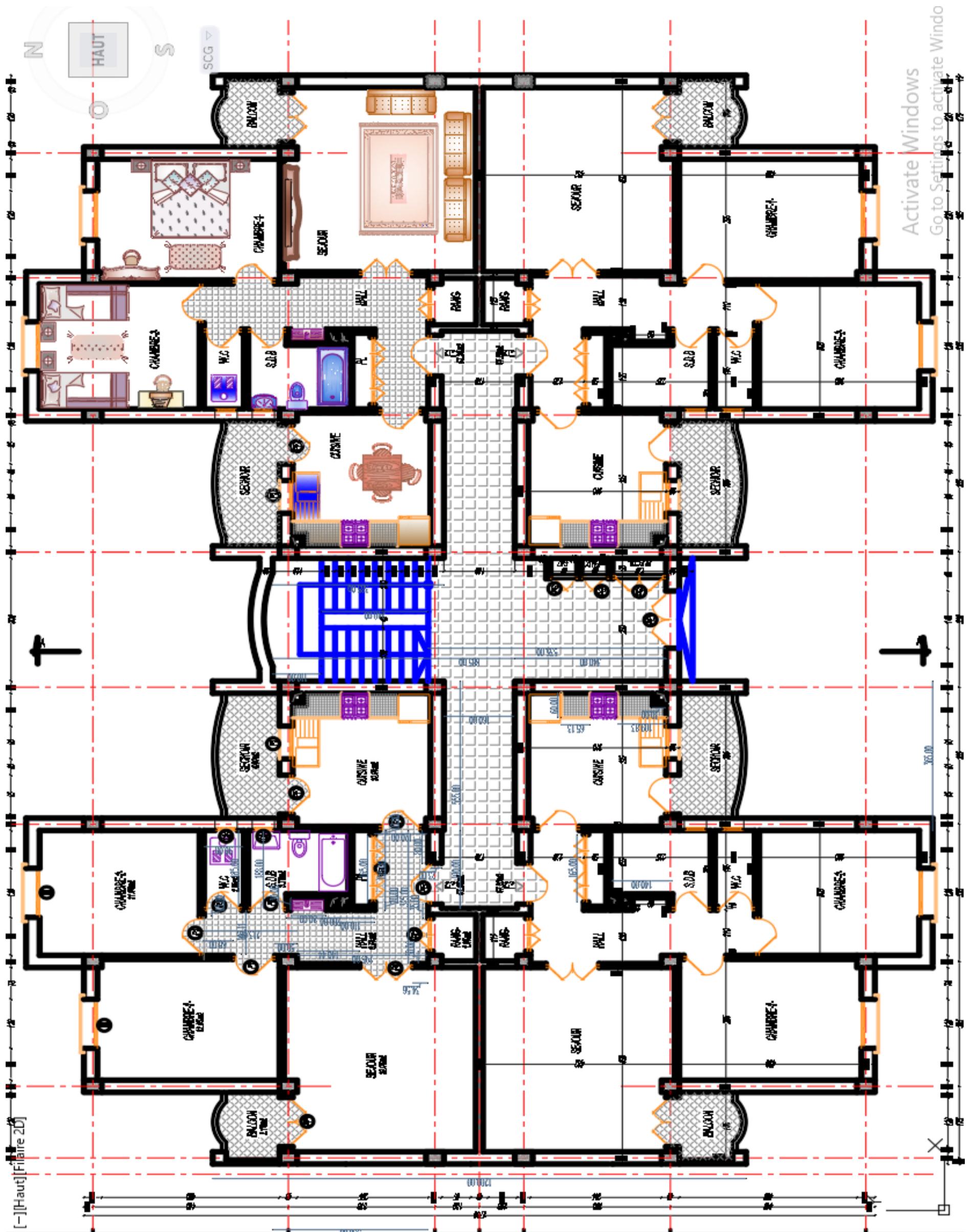


Figure I - 4 : Plan du RDC

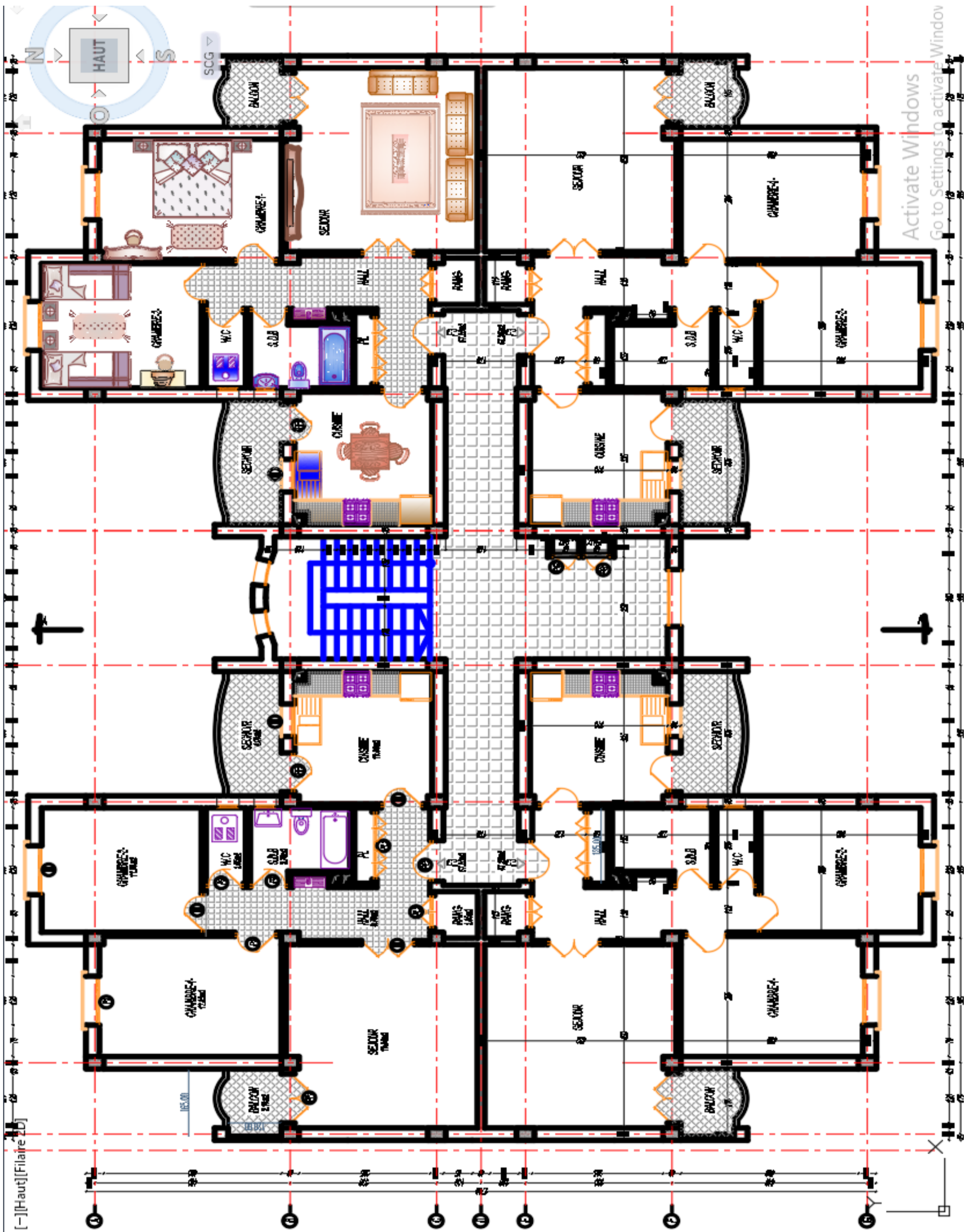


Figure I -5 : Plan des étages courant

# **Chapitre II**

Caractéristique des matériaux

---

## II- Caractéristiques des matériaux:

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué à partir d'hypothèse des études qui tiennent compte des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton et acier)

### II-1 Le béton et ses propriétés:

#### II-1-1 Historique du béton :

L'art de construire en béton était déjà remarquablement maîtrisé par les romains dans l'antiquité .De nombreux exemples, telle que la magnifique couple de panthéon à Rome en témoignent. Ils sont révélateurs des connaissances de cette époque toutefois, ce n'est qu'avec l'invention du béton armé, au 19<sup>em</sup>siècle, que ce matériau a pris un essor formidable dans le monde de la construction.

Au milieu de siècle passé, un autre développement particulier va élargir le domaine d'utilisation du béton armé : la précontrainte. Dès lors ce procédé ingénieux a permis la conception et la réalisation de structures élancées et de grandes portées. Tout en évitant les problèmes liés à la fissuration excessive et aux grandes déformations.

#### II-1-2 Définition :

Le béton est une pierre artificielle obtenu grasse au durcissement d'un mélange de ciment, d'eau, et des granulats gros ou fins (sable et pierre concassé ou gravier)et d'adjuvants. qui peut varier en fonction de ses utilisations.

- √ **Ciment:** Les ciments sont des liants hydrauliques constitués de poudre fines qui on leur ajoute de l'eau, forment une pate capable par hydratation de faire prise et duras en un temps plus ou moins long .Pour faire du béton ou du mortier, on utilise du ciment gris ordinaire dit de Portland
- √ **Granulats :** Le granulat est constitué d'un ensemble de grains minéraux qui selon sa dimension (comprise entre 0 et 125 mm) désigné à confectionné le béton et mortier.
- √ **L'eau de gâchage :** c'est un constituant du béton intervient à toutes les étapes de la vie du matériau par ces propriété physique et chimique.
- √ **Les adjuvants:** sont des matériaux actifs ajoutés en très petite quantité dans le but d'influencer certaines propriétés par une action chimique ou physique. Ils ne doivent pas modifier défavorablement la durabilité du béton ou toute autre propriété du béton armé.

**II-1-3 Composition du béton:**

Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment. Sa composition courante pour 1 m<sup>3</sup> est comme suit:

Ciment : 350kg de CPA325

Gravier : 800 litres de 15/25 mm.

Sable : 400 litres de 0/5mm.

Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

**II-1-4 Caractéristiques physiques :**

√ **Masse volumique :** La masse volumique du béton est comprise entre 2,2 et 2,5 t/m<sup>3</sup>. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

√ **Coefficient de dilatation :** Comme tout matériau, le béton réagit à la température, l'effet de celle-ci est très important surtout dans le cas des constructions hyperstatiques ou des dégâts considérables peuvent surgir. Il est donc nécessaire d'en tenir compte la variation de température à considérer est de (-40 à +30) °C avec une température initiale de 5 à 10°C, le coefficient de

dilatation thermique du béton varie entre (0,7 à 1,2)10<sup>-5</sup> et en moyenne.

Il est de l'ordre de 10<sup>-5</sup>

$$\frac{\Delta l}{l} = \alpha \cdot \Delta T$$

Avec :

$\frac{\Delta l}{l}$  ; Déformation de dilatation

$\alpha$  ; coefficient de dilatation

$\Delta T$  ; variation de température

√ **Retrait:**

C'est un phénomène de raccourcissement qui accompagne la prise du ciment, on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température entraînant un raccourcissement. Le durcissement sous l'eau diminue beaucoup les effets de retrait.

On peut déduire que le retrait est une fonction de la quantité de ciment, d'eau et des conditions climatiques.

### √ Fluage:

Pour la plupart des matériaux, la relation entre la contrainte et la déformation varie en fonction du temps : l'augmentation graduelle de la déformation sous la charge maintenue constante avec le temps est due au fluage.

Le fluage peut donc être défini comme une augmentation de la déformation sous une contrainte constante. Comme cette augmentation de la déformation peut être plusieurs fois supérieure à la déformation sous l'application d'une charge, la prise en compte du fluage est d'une importance considérable lors du calcul des structures en béton.

#### II-1-5 Caractéristiques mécaniques:

##### ➤ Résistance à la compression:

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$  exprimée en MPa. La résistance caractéristique à la compression  $f_{cj}$  est:

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28}; f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où:  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

##### ➤ Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est défini par la relation suivante:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

On aura donc pour :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

##### ➤ Déformation longitudinale du béton:

- Déformation instantanée

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures  $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

Déduite de la formule:  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$

- Déformation différées

Pour des charges d'une durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_c} \text{ j MPa dans notre cas } E_{vj} = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$$

- Coefficient de poisson

$\nu = 0$  béton fissuré à l'ELU

$\nu = 0,2$  béton non fissuré à l'ELS

➤ **Contraintes limites:**

Etat limite ultime:

Notation :

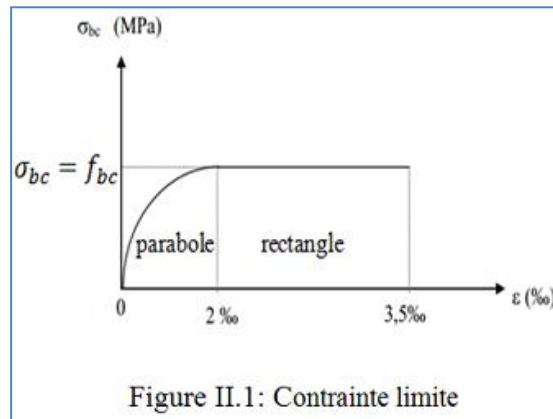
$$\theta_b = 1 \text{ Durée } > 24 \text{ h}$$

$$\theta_b = 0,91 \text{ h} < \text{durée} < 24$$

$$h_{\theta_b} = 0,85 \text{ Durée} < 1 \text{ h}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ Combinaisons courants}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ Combinaisons accidentelles}$$



✓ Domaine parabolique:

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 0.2\% \quad \sigma_{bc} = f_{bc} \left[ 1 - \left( \frac{2 \times 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

✓ Domaine rectangle :

$$0.2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 0.35\% \quad \sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta_b \times \gamma_b}$$

## II-2-L'acier:

Le matériau acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. c'est un matériau homogène qui résiste bien en traction qu'en compression.

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de 3 types:

✓ **Les ronds lisses (RL) :**

Ce sont fabriquées à partir d'acier naturelle. Les nuances utilisées sont les FeE 215 et FeE 235.

✓ **Les armatures à haute adhérence (HA) :**

Pour augmenter l'adhérence entre le béton et l'acier, on utilise des armatures de forme spéciales qui la plupart du temps ont subi des traitements mécaniques pour augmenter le domaine d'élasticité. On utilise les nuances FeE 400 et FeE 500.

✓ **Les treillis soudés (TS):**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs croisements. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés lisses dits TSL des treillis soudés à fils à haute adhérence dits TSHA .

• **Relation contrainte-déformation ( $\sigma-\epsilon$ ):**

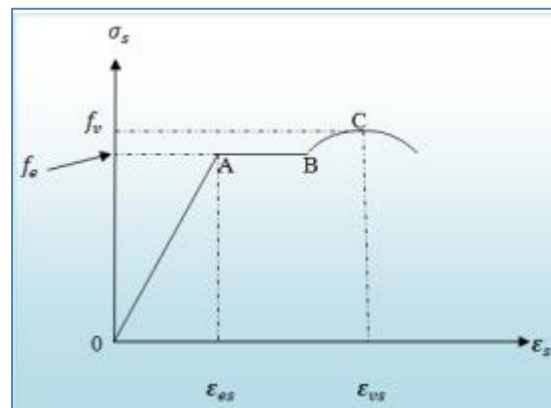


Figure II-2 : contrainte –déformation

• **Entre 0-A (domaine élastique et linéaire):**

$\sigma_s = E_s \times \epsilon_s \rightarrow$  loi de hook

$E_s = 200000 \text{ MPa}$  (module de young)

• **Entre A-B (domaine plastique) :**

L'éprouvette s'allonge à un effort constant, il subsiste un allongement permanent  $> \epsilon_{es}$

• **Entre B-C (zone de raffermissement):**

L'éprouvette contenue de sa longueur. la contrainte atteint un maximum c'est la contrainte de rupture

Caractéristiques mécaniques :

type	Nuance	f <sub>c</sub> (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	f <sub>c</sub> E22	215	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
	f <sub>c</sub> E24	235	
Barres HA Type 1 et 2	f <sub>c</sub> E40	400	Emploi courant.
	f <sub>c</sub> E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	f <sub>c</sub> TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	f <sub>c</sub> TE50	500	

Tableau II-1 : caractéristiques mécaniques

Contrainte limite de l'acier :

Etat limite ultime (ELU):

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante au de la de cette limite. On a les diagrammes contraintes-déformations.

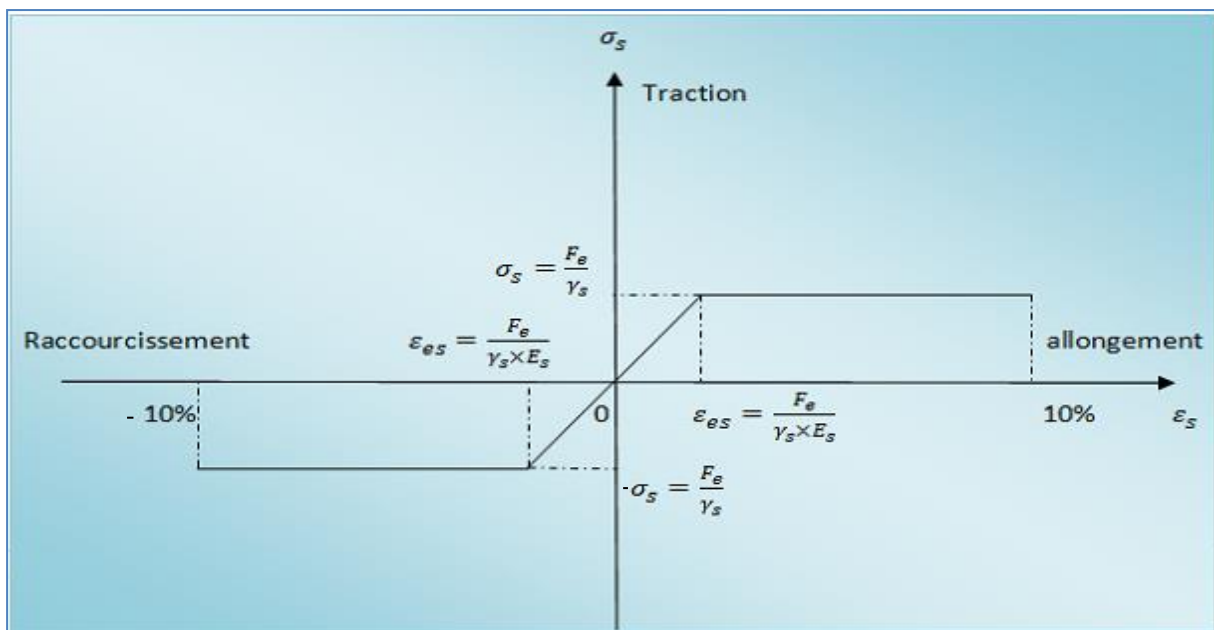


Figure II-3 : Diagramme contrainte –déformation

Avec :

$$\gamma_s: \text{coefficient de sécurité de l'acier} = \begin{cases} 1.15 \text{ cas d'action courante} \\ 1.0 \text{ cas d'action accidentelles} \end{cases}$$

$$\epsilon_s: \text{allongement relatif de l'acier} \quad \epsilon_s = \frac{\Delta l}{l}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa (module de young)}$$

**Contrainte limite à l'ELS:**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles BAEL 91(A, 4, 5,3), on distingue trois cas de fissures:

**1- Fissuration peu nuisible:** aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

**2- Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés aux intempéries ,il ya risque d'infiltration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

**3- Fissuration très préjudiciable :** milieu agressif

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

Ou  $\eta$ = coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier :

$\eta = 1,3$  pour les HA < 6mm

$\eta = 1,6$  pour les HA > 6mm

$\eta = 1$  pour les ronds lisses

**4- Protection des armatures:**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des Effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter à ce que l' enrobage "c" des armatures et au moins égale à :

$c \geq 5\text{cm} \Rightarrow$  les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.

$c \geq 3\text{cm} \Rightarrow$  les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)

$c > 1\text{cm} \Rightarrow$  les parois situées dans les locaux condensés

les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

# **Chapitre III**

Descende des charges et pré-dimensionnement

### III-1 Détermination des charges et sur charges (DTRB.C.2-2):

Pour pré dimensionner les éléments (planchers ,acrotères ,poteaux....),on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

#### III-1-1 Charges permanentes:

##### a)-Plancher «terrasse» :

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

$\rho$ : Poids volumique

$e$ : l'épaisseur de l'élément d'où le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
4	Feuille de polyrâne	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2,8
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G=5,46</b>

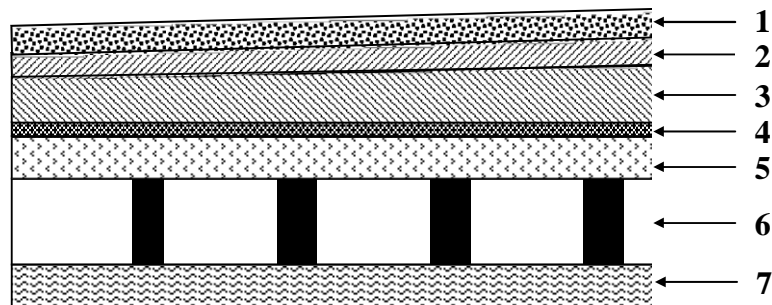


Figure III-1 Eléments constituant le «plancher-terrasse».

## b)-Plancher étage –courant:

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	0,2	14	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons de séparation interne	0,1	9	0,9
				<b>G =5,10</b>

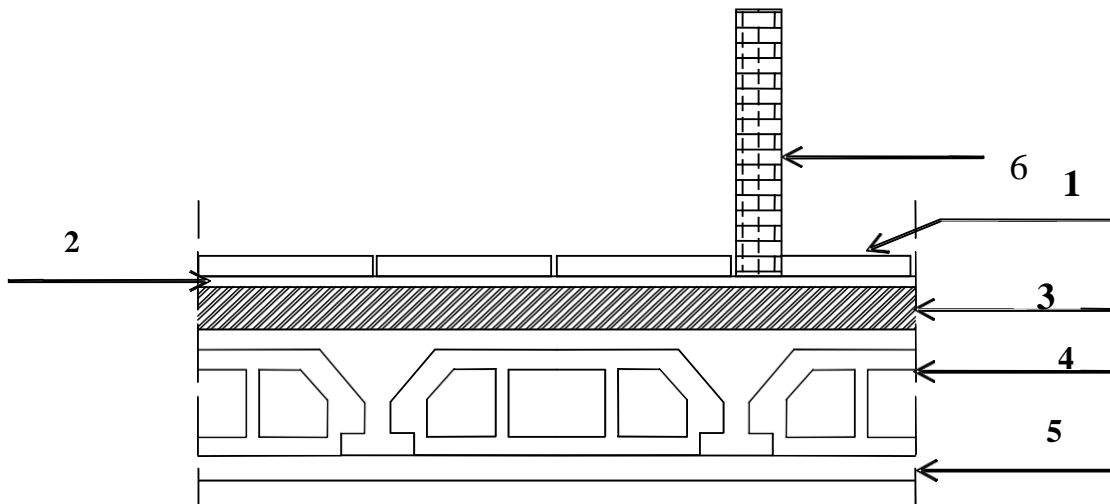


Figure III-2 Eléments constituant le plancher «étage-courant»

c)-Dalle pleine:

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier ciment	0,02	22	0,44
				<b>G=5,39</b>

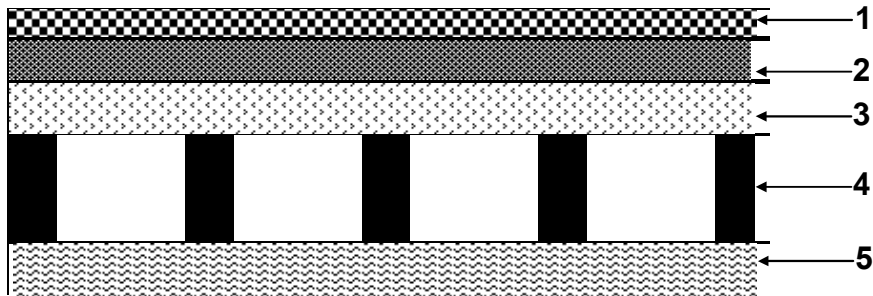


Figure III-3 Eléments constituant la dalle pleine.

## d) - Maçonnerie :

## ➤ Murs extérieurs:

N <sup>o</sup>	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Lame d'aire	0,05	-	-
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G= 2,44</b>

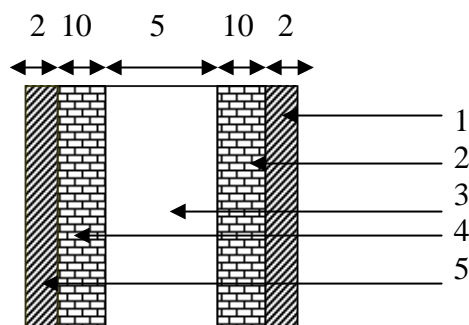


Figure III-4 Coupe verticale d'un mur extérieur.

e)-L'acrotère:

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit:

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - \frac{0,03 \times 0,15}{2}$$

$$S = 0,07275 \text{m}^2$$

$$G_{ac} = \rho \times S$$

$$G_{ac} = 0,07275 \times 25 = 1,819 \text{KN/m}$$

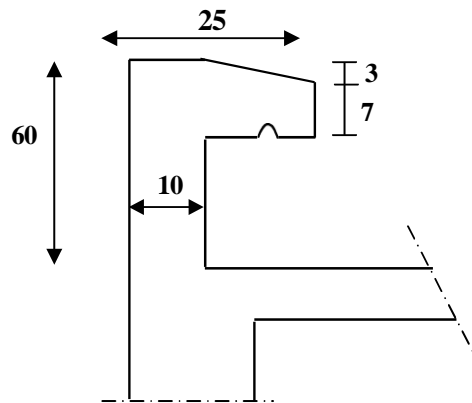


Figure III-6: Coupe verticale de l'acrotère.

f)-Balcon en dalle pleine:

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	2	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier ciment	0,02	22	0,44
				<b>G=5,39</b>

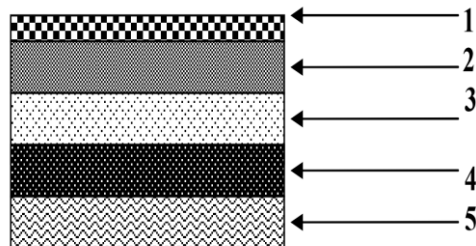


Figure III-7 Eléments constituant la dalle pleine.

**j)- Les Charges permanents des voiles :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Béton armé	0,25	25	6,25

Avec :

$$G_{\text{voile}_{\text{ext}}} = 6,25 \text{ KN/m}^2$$

**III-1-2 Surcharges d'exploitations:**

Eléments	Surcharges
◆ Acrotère	1KN/m <sup>2</sup>
◆ Plancher terrasse inaccessible	1KN/m <sup>2</sup>
◆ Plancher étage courant(habitation)	1,5KN/m <sup>2</sup>
◆ Les escaliers	2,5KN/m <sup>2</sup>
◆ balcons	3,5KN/m <sup>2</sup>
◆ plancher bas d'étage RDC	1.5KN/m <sup>2</sup>

**III-2 Pré dimensionnement :****III-2-1 Planchers :**

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées.

Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. La hauteur d'étage doit satisfaire la condition suivante :

$$h_{tp} > \frac{L}{22.5} \quad \text{Avec : } h_{tp} : \text{hauteur totale du planche ; } L : \text{longueur de la portée libre maximale}$$

de la grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas:

$L=450\text{cm}$   $\implies$   $h_{tp}=20\text{cm}$

### Conclusion:

On opte pour une hauteur de plancher de (20cm) soit(16+4) qui sera valable pour tous les étages.

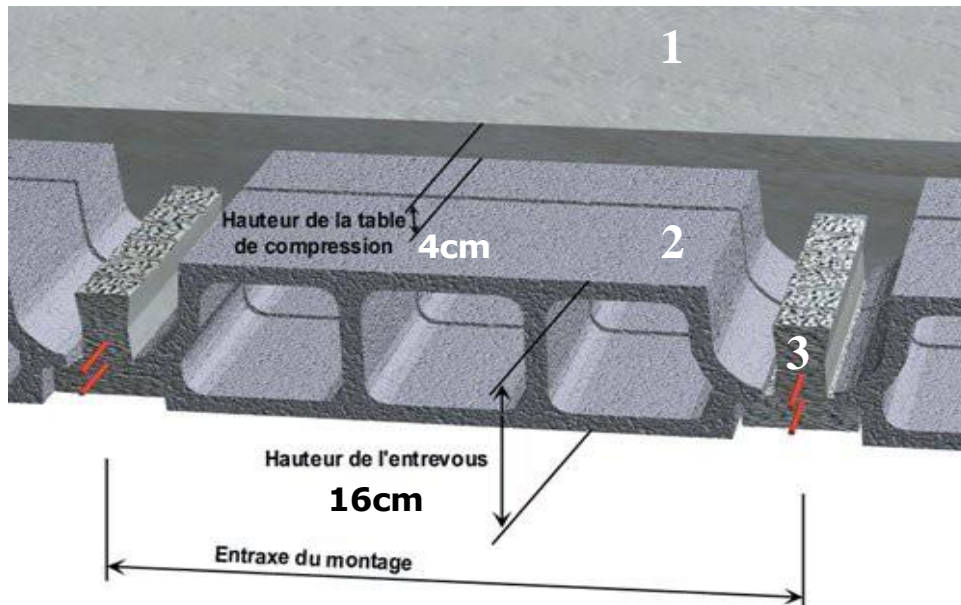


Figure III-8 Détail de plancher

- 1 : Dalle de compression
- 2 : Corps creux
- 3 : Poutrelle

### III-2-2 Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

-Hauteur :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

Avec :

$L$  : la portée libre de la poutre

-Largeur:

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

**a) Poutres secondaires:**

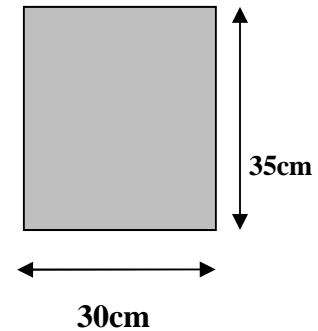
-Hauteur:  $L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max} /10$

$$450/15 \leq h_t \leq 450/10$$

$$30 \leq h_t \leq 45$$

$$h_t = 30, 35, 40, 45 \text{ cm}$$

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



-Largeur:

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

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

**b) Poutres principales:**

-Hauteur :

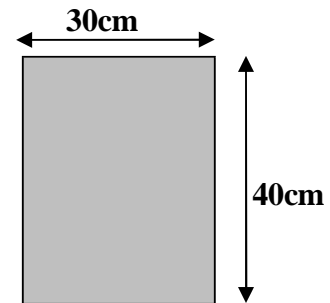
$$L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10$$

$$440/15 \leq h_t \leq 440/10$$

$$29.33 \leq h_t \leq 44$$

$$h_t = 30, 35, 40 \text{ cm}$$

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



-Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$16 \leq b \leq 28$$

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

**c)-Vérification (RPA99Art7-5-1):**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

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

$$h/b \leq 4$$

	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifié oui/non
Hauteur (cm)	$40 \geq 30$	$35 \geq 30$	Oui
Largeur (cm)	$30 \geq 20$	$30 \geq 20$	Oui
Hauteur/largeur	$1.6 \leq 4$	$1.16 \leq 4$	Oui

On adoptera les dimensions suivantes:

(30x35) cm .cm pour les poutres secondaires

(30x 40) cm.cm pour les poutres principales

### III-2-3 Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$  tel que :  $N_s = G + Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par:  $A_p = N_s / \sigma$

avec:  $\sigma_{bc}$ : contrainte limite de service du béton en compression.

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

$N_s$ : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

#### a) Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (C2).

III  $S1 = 1.675 \times 1.65 = 2.763 \text{ m}^2$

IV  $S2 = 2.20 \times 1.675 = 3.685 \text{ m}^2$

V  $S3 = 2.20 \times 1.675 = 3.685 \text{ m}^2$

VI  $S4 = 1.65 \times 1.675 = 2.763 \text{ m}^2$

VII D'où :  $St = S1 + S2 + S3 + S4 = 12.896 \text{ m}^2$

VIII avec :  $St$ : surface brute.

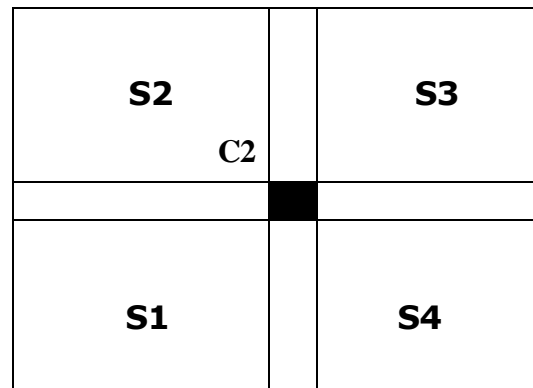


Figure III-9 Poteau le plus sollicité.

#### B)-Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau(C2):

##### ➤ Poutres principales:

$$G_{pp} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,40$$

$$G_{pp} = 13,2 \text{ KN}$$

avec:  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

##### ➤ Poutres secondaires:

$$G_{ps} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,35$$

$$G_{ps} = 7,54 \text{ KN}$$

$$\text{d'où: } G_t = G_{pp} + G_{ps} = 13,2 + 7,54 = 20,742 \text{ KN}$$

**c)-Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau(C2):****➤ Plancher terrasse inaccessible :**

$$G_{pt}=S_t \times G_{pt}$$

$$G_{pt}=12.896 \times 5,46$$

$$\text{d'où: } G_{pt}=70.41 \text{KN}$$

**➤ Plancher courant:**

$$G_{pc}=S_t \times G_{pc}$$

$$G_{pc}=12.896 \times 5,10$$

$$\text{d'où: } G_{pc}= 65.77 \text{KN}$$

**d) -Calcul du poids propre des poteaux:**

$$\text{Poteau d'étage courant ..... } G_{pot}=25 \times 0.40 \times 0.50 \times 3,06=15.3 \text{KN}$$

$$\text{Poteau de RDC ..... } G_{pot} =25 \times 0.40 \times 0.50 \times 3.06=15.3 \text{KN}$$

**e)-Calcul des surcharges d'exploitation:**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible ..... } Q=12.896 \times 1=12.90 \text{KN}$$

$$\text{Plancher étage courant (habitation)... ..... } Q =12.896 \times 1,5=19.34 \text{KN}$$

$$\text{Plancher de RDC ..... } Q =12.896 \times 1.5= 19.34 \text{ KN}$$

**III-2-4 Loi de dégression des charges d'exploitation:**

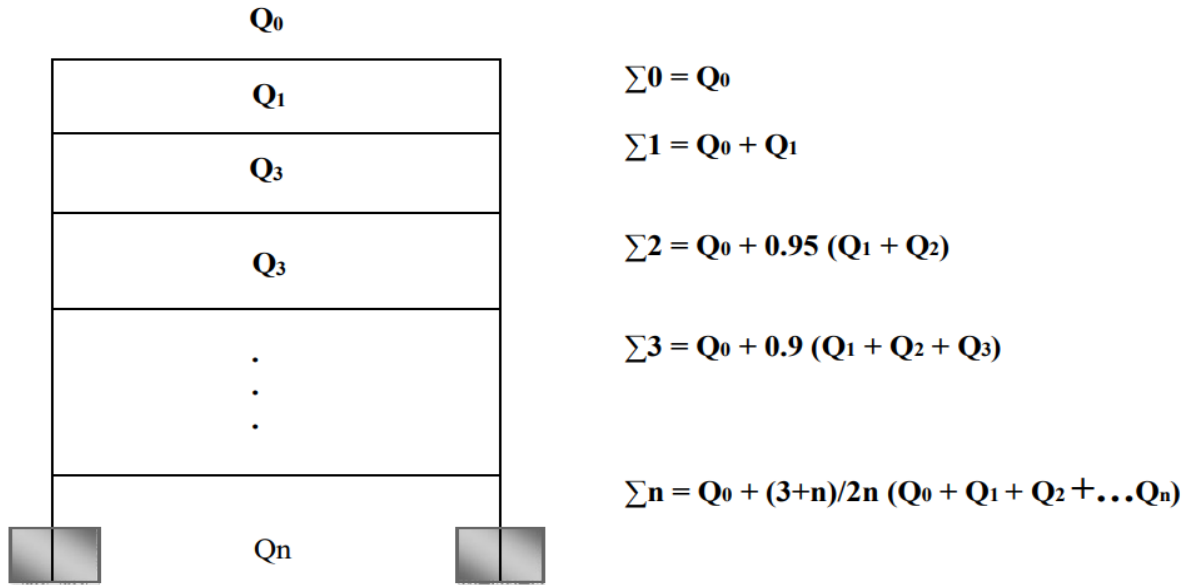
Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes)

Soit:  $Q_0$ , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ , les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3,.....n

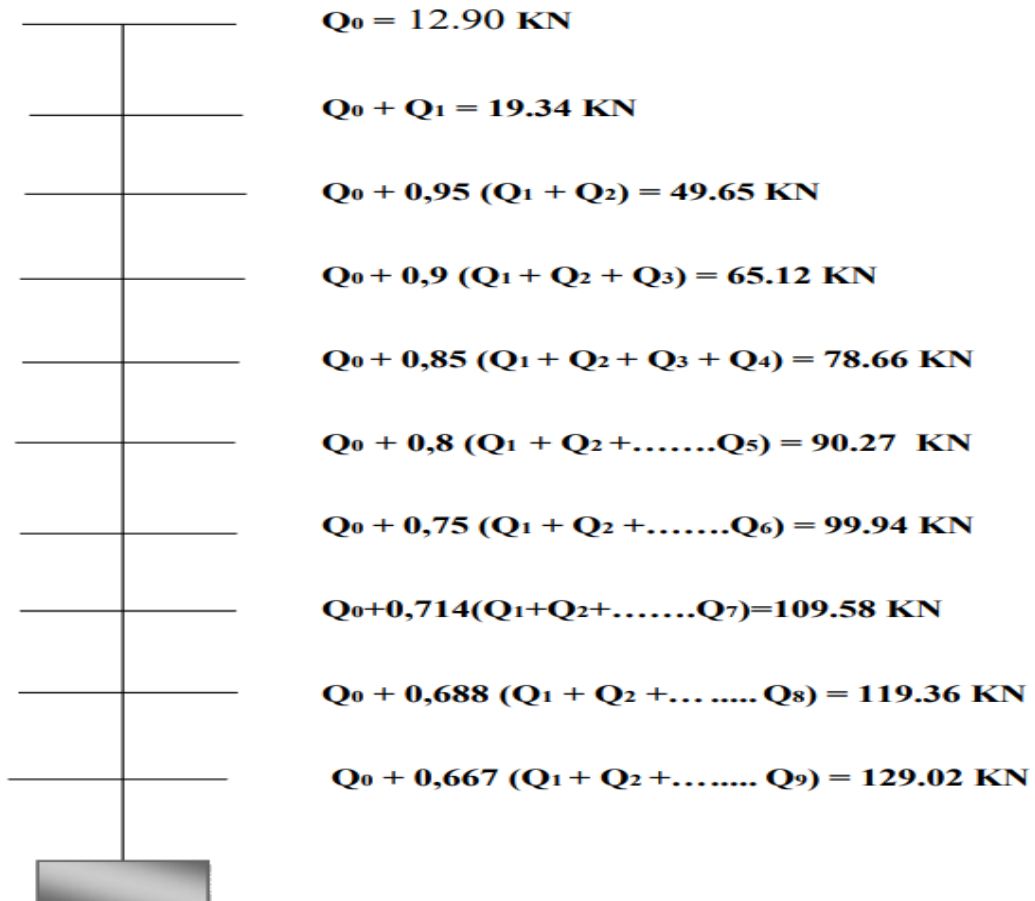
Numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adopte pour le calcul les points d'appui les charges d'exploitation suivantes:



➤ Coefficients de dégression de surcharge:

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,688	0,67

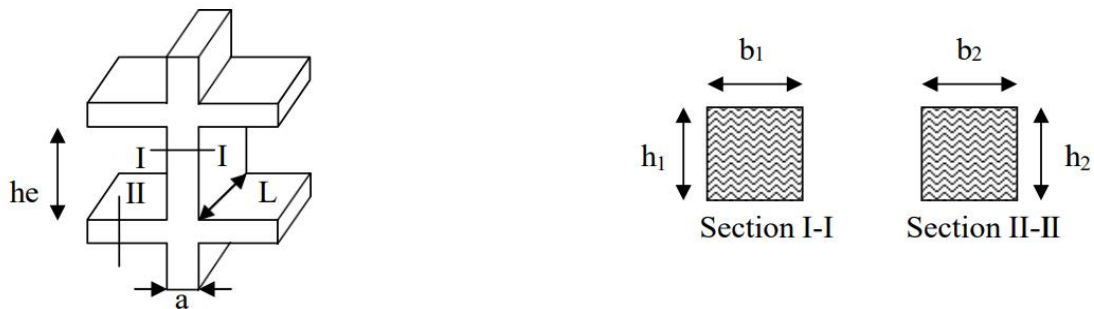


**III-2-5 Dimension des sections du poteau(C2):**

Niveaux	Charges permanentes en (KN)					Charges d'exploitations			Effort tranchant	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	
	Poids planchers	Poids poteaux	Poids poutres	G	G <sub>cum</sub>	coeff	Q	Q <sub>cum</sub>	N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>ado</sub>
10	70.41	00	20.74	91.15	91.15	1	12.90	12.90	104.05	69.36	40x50
9	65.77	15.3	20.74	101.04	192.19	1	19.34	19.34	211.53	141.02	40x50
8	65.77	15.3	20.74	101.04	293.23	0,95	19.34	49.65	342.88	288.58	40x50
7	65.77	15.3	20.74	101.04	394.27	0,9	19.34	65.12	459.39	306.26	40x50
6	65.77	15.3	20.74	101.04	495.31	0,85	19.34	78.66	573.97	382.64	40x50
5	65.77	15.3	20.74	101.04	596.35	0,8	19.34	90.27	686.62	457.74	40x50
4	65.77	15.3	20.74	101.04	697.39	0,75	19.34	99.94	788.33	525.55	40x50
3	65.77	15.3	20.74	101.04	798.43	0,714	19.34	109.58	908.01	605.34	40x50
2	65.77	15.3	20.74	101.04	899.47	0,688	19.34	119.36	1018.83	679.22	40x50
1	65.77	15.3	20.74	101.04	1000.51	0,67	19.34	129.02	1129.53	753.02	40x50

**III-3 Vérification selon le RPA99 version 2003:**

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



$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots$  en zone I et II

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots$  en zone III

$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

• **Vérification de section (Art7-4-1):**

Poteaux ( b x h )	Conditions exigées par RPA99 ver 2003	Valeurs calculées	observation
RDC et les étages courants 40x50 cm	Min (b <sub>1</sub> , h <sub>1</sub> ) ≥ 25cm	Min (b <sub>1</sub> , h <sub>1</sub> ) = 40cm	Condition vérifiée
	Min (b <sub>1</sub> , h <sub>1</sub> ) ≥ h <sub>e</sub> /20	h <sub>e</sub> /20 = 15.3cm	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b <sub>1</sub> /h <sub>1</sub> ≤ 4	b <sub>1</sub> /h <sub>1</sub> = 0,8	Condition vérifiée

• **Vérification d'effort normal réduit (Art7.4.3.1):**

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

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

$N_d$ : désigne l'effort normal de calculs 'exerçant sur une section de béton.

$B_c$ : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$ : est la résistance caractéristique du béton.

➤ **Pour le poteau de (40x50)cm.cm:**

$$\frac{1129.53}{40 \times 50 \times 25} = 0.022 < 0.3 \dots \dots \dots CV$$

• **Vérification au flambement:**

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

$$\lambda = L_f / i \leq 50$$

Avec:

$L_f$ : longueur de flambement ( $L_f = 0,7L_0$ ).

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{I/S}$ )

$L_0$ : hauteur libre du poteau .

$S$ : section transversale du Poteau ( $b \times h$ ).

$I$ : moment d'inertie du poteau ( $I=bh^3/12$ ).

$\lambda$ : Élancement du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}} \quad \text{tel que : } i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$$

➤ Poteau (40x50):  $L_0=3.06 \longrightarrow \lambda= 14.84 \leq 50 \dots\dots\dots CV$

### Sections adoptées:

- 40x50 cm pour les niveaux des étages courants et (RDC).

### Conclusion :

Puis que toutes les conditions sont vérifiées ,les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

### III-4 Voiles:

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

$$a \geq \frac{h_{e max}}{20}$$

$$h_{e max} = h - h_t = 306 - 20 = 286 \text{ cm.}$$

Avec:

$h$  : hauteur libre d'étage.

$h_t$ : épaisseur du plancher.

$$\text{D'ou } a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm en prend } a = 20 \text{ cm}$$

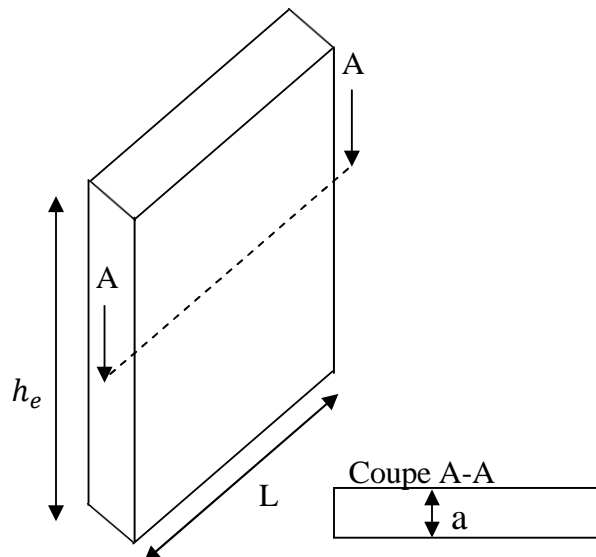


Figure III-10 dimensionnements d'un voile.

➤ **Conclusion:**

L'épaisseur adoptée pour les voiles est de 20cm .

• **Vérification de la largeur: (Art 7.7.1)**

Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voiles.

$$L_{min} \geq 4a$$

Dans notre cas  $L_{min}=100\text{cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$  (Condition vérifiée).

# **Chapitre IV**

Calculs des éléments secondaire

**Introduction :**

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère ,les escaliers et des éléments structuraux dans le cas des planchers.

**IV-Calcul des éléments non structuraux:****IV-1 Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse.

Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicitée par:

\*Un effort normal (G) dû à son poids propre,

\*Un effort horizontal(Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M) .

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

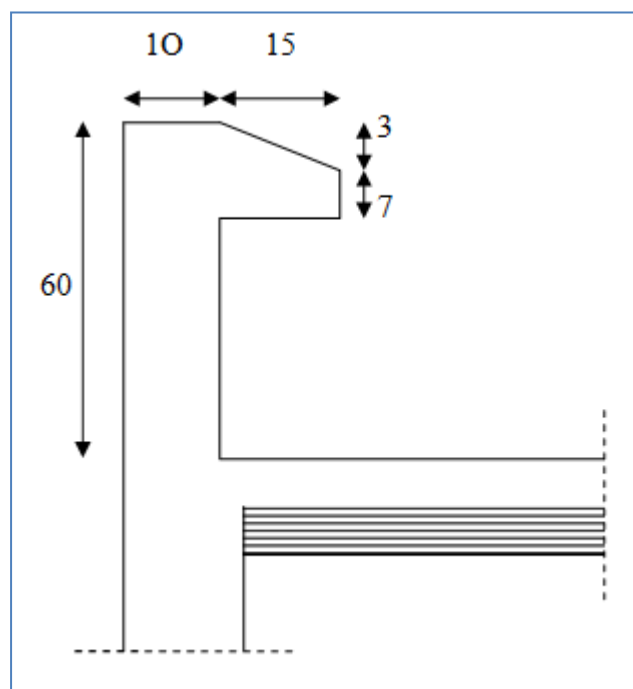
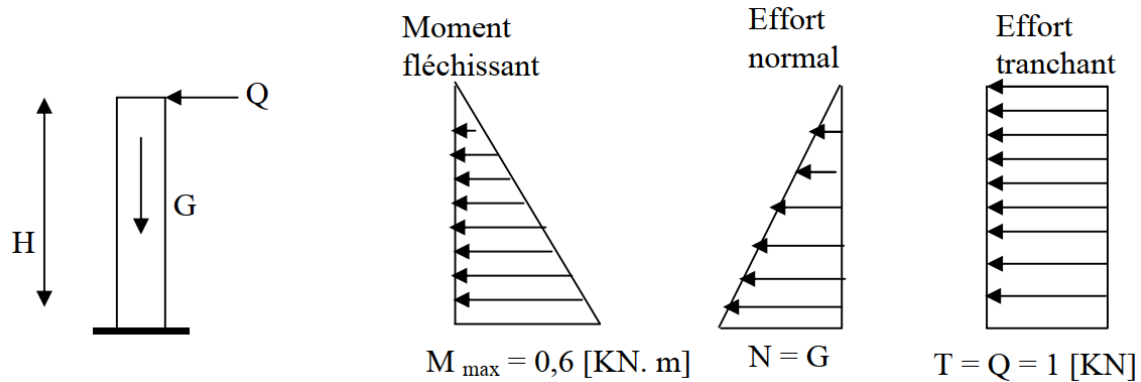
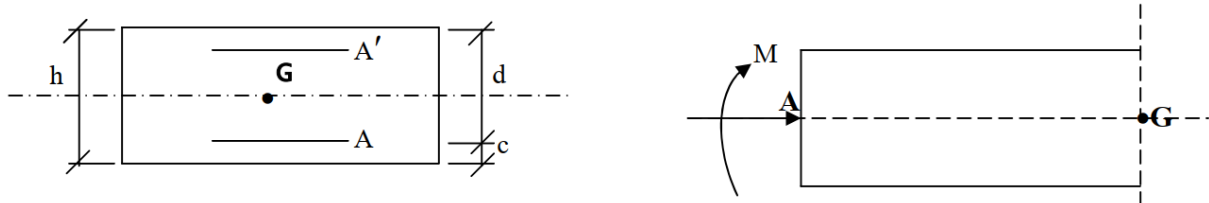
**\* dimensions de l'acrotère :**

Figure IV-1 : Coupe verticale de l'acrotère

\* Schéma statique :



**I V-1-1 Détermination des sollicitations :**



$$G = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - (0,03 \times 0,15)/2] = 1,819 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère :  $G = 1,819 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation:  $Q = 1,00 \text{ KN /ml}$

Effort normal dû au poids propre  $G$ :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,819 \text{ KN}$

Effort tranchant:  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû a la surcharge  $Q$ :  $M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0,60 \text{ KNm}$

**IV-1-2 Combinaison des charges:**

\* **A l'ELU:**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,819 = 2,455 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ K Nm}$$

\***A l'ELS:**

$$N_s = 1,819 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,60 \text{ K Nm}$$

**IV-1-3 Ferrailage de l'acrotère:**

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire; pour le calcul, on considère une section (b×h) cm<sup>2</sup> soumise à la flexion composée.

h: Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 2 cm

d= h – c: Hauteur utile

M<sub>f</sub>: Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

**a) Calcul des armatures à L'ELU:****\* Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.455} = 36.65 \text{ cm} \approx 37 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C < e_u \rightarrow \text{le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par}$$

les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

D'onc , l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M)<sub>f</sub>, puis en flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée .

**❖ Calcul en flexion simple :****\*Moment fictive :**

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - C) = 2.455 \times (0.37 + \frac{0.1}{2} - 0.02) = 0.982 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = M_f / b d^2 \times f_{bu}$$

$$\mu_u = 0.982 \times 10^3 / 100 \times 8^2 \times 14.2 = 0.0108$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \theta_\gamma = 0.85 \times 25 / 1 \times 1.5 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \text{ la section est simplement armée donc } A_{sc} = 0$$

$$\mu_u = 0.0108 \rightarrow \beta = 0.995$$

\* Armature fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}}$$

$$A_f = \frac{0.982 \times 10^5}{0.995 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0.35 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul en flexion composée ;

La section réelle des armatures est ;  $A_s = A_f - \frac{N_U}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.455 \times 10^3}{348 \times 10^2}$

IV-1-4 Vérification à L'ELU ;

a) condition de non fragilité :(Art .A.4.2.1/BAEL91)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28} e_s - 0.455d}{f_e e_s - 0.185d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{33 - 0.455 \times 8}{33 - 0.185 \times 8} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Avec :  $e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.330 \text{ m}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.006 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU , donc on adoptera :  $A_{min} = A_s = 0.90 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_s = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 2.51/4 = 0.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  répartie sur 60 cm de hauteur.

b) vérification au cisaillement :( BAEL91 art 5.1.1)

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

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} \text{ avec ; } V_U = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa } \bar{\tau}_u > \tau_u \text{ (condition vérifiée)}$$

**c) Vérification de l'adhérence des barres:(art A.6.1.1,3 BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 MPa$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{0.9d \sum u_i} \text{ avec : } \sum u_i \text{ sommes des périmètres utiles des barres .}$$

$$\sum u_i = 5\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.17 \text{ MPa} \longrightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ (condition vérifier)}$$

**d) longueur de scellement droit ( BAEL 91 art 1.2.2) :**

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32. \text{ Cm}$$

**IV 1-5 Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier:

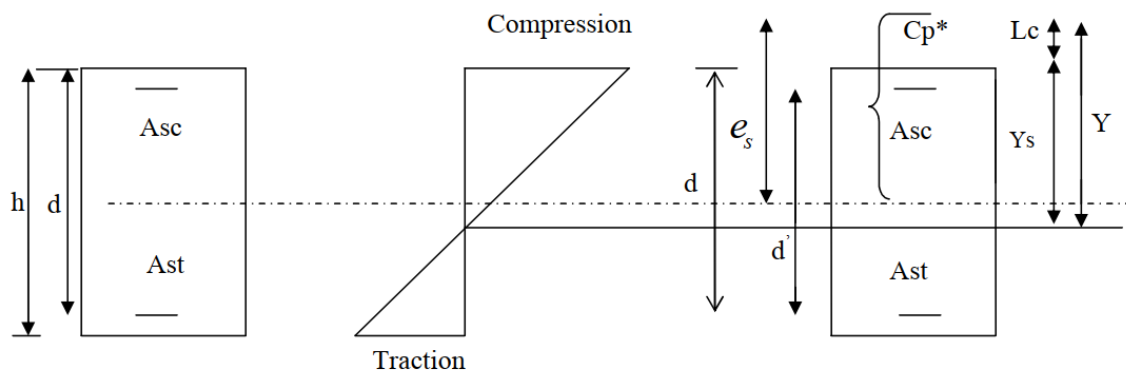
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; \max\{0.5f_e, 110\sqrt{nf_{t28}}\}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

n=1.6 ; fissuration préjudiciable , (acier HA)  $\phi \geq 6 \text{ mm}$

On a ;  $L_c$  : distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section .

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s = 10/2 - 33 = - 28 \text{ cm}$$



**Figure IV -2 diagramme de contrainte**

En se basant sur la figure IV-2 On résout l'équation suivante pour trouver la valeur de Y .

$$Y^3 + p Y + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$P = -3Lc^2 - 90 Asc \frac{Lc-d'}{b} + 90Ast \frac{d-Lc}{b}$$

$$Asc = Ast = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$P = -3(-28)^2 - 90 (2.51) \frac{-28-6}{100} + 90(2.51) \frac{(8+28)}{100}$$

$$P = -2193.87$$

$$q = -2Lc^3 - 90 Asc \frac{(Lc-d')^2}{b} - 90Ast \frac{(d-Lc)^2}{b}$$

$$q = -2(-28)^3 - 90x (2.51) \frac{(-28-6)^2}{100} - 90(2.51) \frac{(8-28)^2}{100}$$

$$q = 38364.93$$

$$(*) \longrightarrow Y^3 + pY + q = 0$$

$$(*) \longrightarrow Y^3 + (-2193.87)Y + (38364.93) = 0$$

Par utilisation du logiciel Matlab à l'aide de la fonction (solve) on obtient les racines suivantes de l'équation (\*):

$$y_1 = 30.78$$

$$y_2 = -53.90$$

$$y_3 = 23.12$$

$$\text{Condition ; } 0 < y_{\text{ser}} < d$$

$$y_{\text{ser}} = y + Lc$$

$$y_{1\text{ ser}} = 30.78 - 28 = 2.78 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{oui}$$

$$y_{2\text{ ser}} = -53.90 - 28 = -81.9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y_{3\text{ ser}} = 23.12 - 28 = -4.88 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y_{\text{ser}} = y_{1\text{ ser}} = 2.78 \text{ cm ; avec } y = y_{\text{ser}} - Lc$$

$$y = 28 + 2.78 = 30.78 \text{ cm.}$$

calculons l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{\text{ser}}^3}{3} + n \left[ Ast (d - y_{\text{ser}})^2 + Asc (y_{\text{ser}} - d')^2 \right]; n = \frac{E_s}{E_b} = 15 : \text{coefficient d'équivalence}$$

$$I = \frac{100 \times 2.78^3}{3} + 15 \left[ 2.51(8 - 2.78)^2 + 2.51(2.78 - 6)^2 \right]$$

$$I = 2132.43 \text{ cm}^4$$

**a) Vérification des contraintes de compression dans le béton**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{0.3078 \times 1.819 \times 10^3}{2132.43 \times 10^{-8}} \times 2.78 \times 10^{-2} \cdot 10^{-6}$$

$$\sigma_{bc} = 0.73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

**b) Vérification de la contrainte dans l'acier :**

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{déjà calculée})$$

$$\sigma_{bc} = 15 \frac{N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \times \frac{0.3078 \times 1.819 \times 10^3}{2132.43 \times 10^{-8}} (0.08 - 2.78 \times 10^{-2} \times 10^{-6})$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

**\* vérification de l'écartement dans les barres :****1- armature vertical :**

$$A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

**2- armature de répartition :**

$$St \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

**❖ Vérification au flambement :****1- calcul de l'élancement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{I}} \sqrt{A}$$

Avec :

$\lambda$  : élancement de l'élément.

$L_f$  : longueur de flambement.

$i$  : rayon de giration.

$I$  : moment d'inertie de la section.

$A$  : section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 0.1 = 0.01 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2L_0 + 2H = 1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.2x\sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33x10^{-5}}} = 41.58$$

**2- calcul de l'élanement :**

$$\lambda \leq \max [ 50 ; \min ( \frac{67.e_u}{h}, 100) ] = \max [ 50 ; \min ( 247.9 , 100) ]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max ( 50 , 100 ) = 100 \Rightarrow \text{( condition vérifiée )}$$

**IV 1-5 Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99.art 6.2.3) :**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4x A . C_p . W_p$$

A ; coefficient d'accélération de zone dans notre cas (zone II.a ; groupe d'usage2)

$$A = 0.15$$

**(RPA99.art 4.2.3 tableau 4-1) :**

C<sub>p</sub> : facteur de force horizontale ( C<sub>p</sub> = 0.8)

W<sub>p</sub> : poids de l'acrotère = 1.819 KN/ml

$$D'ou : F_p = 4x 0.15 . 0.8 . 1.819 = 0.873 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{( condition vérifiée )}$$

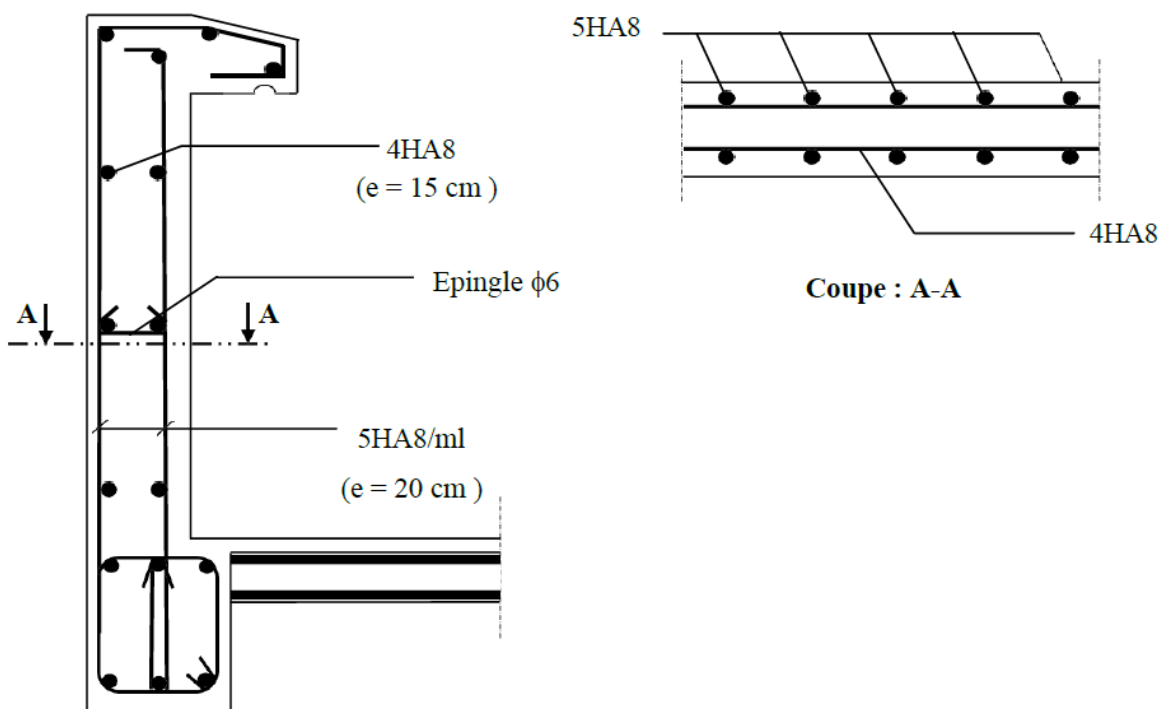


Figure IV -3 ferrailage de l'acrotère.

## IV-2 Calcul d'escaliers :

### IV-2-1 Définition:

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier à deux volées; il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

### IV-2-2 Terminologie :

$g$  : giron.

$h$  : hauteur de la contre marche.

$e$  : épaisseur de la paillasse et de palier.

$H$  : hauteur d'une volée.

$l_1$  : longueur de la paillasse projetée.

$l_2$  : largeur de palier.

$L$  : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers

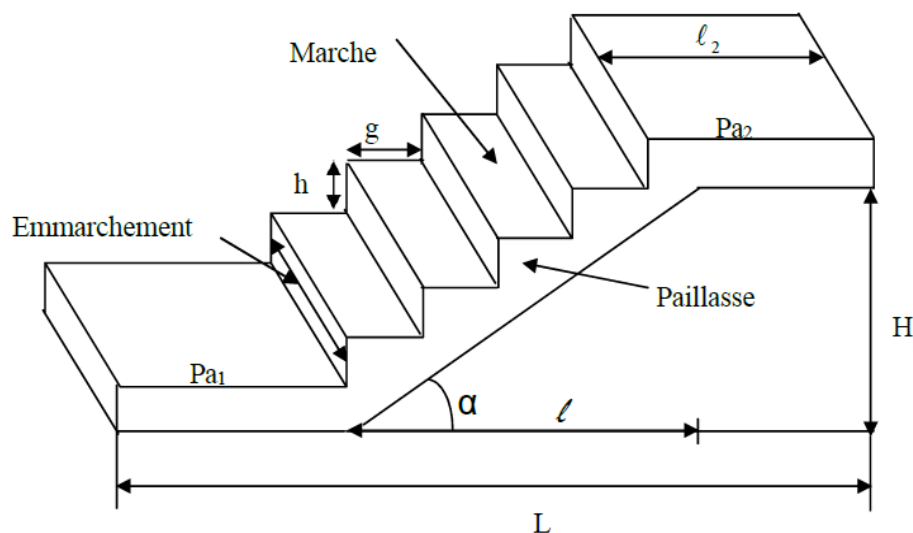


Figure IV -4 schéma de l'escalier

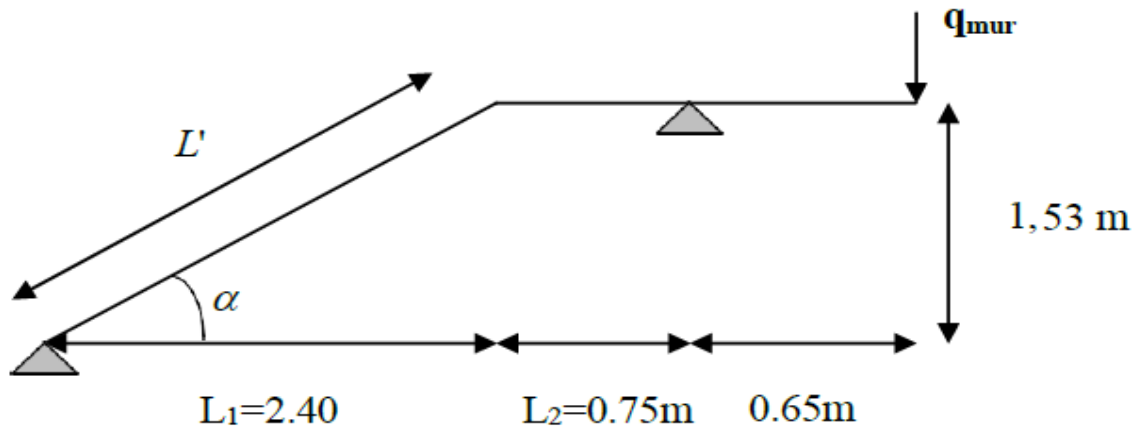
IV-2-3 Prédimensionnement de l'escalier du 1<sup>er</sup> schéma statique :

Figure IV -5 schéma statique

Pour assurer le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet de pré dimensionner convenablement notre escalier.

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

$$\text{avec : } 14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 17 \text{ cm}$

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

$$\text{Nombre de contre marches (n)} \quad n = \frac{H}{h}$$

$$* \text{ Nombre de marches : } m = n - 1$$

\* Ligne de foulée représente la trajectoire que suivait une personne qui monte l'escalier; elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

**Application :**

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

$$N = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$$M = (n - 1) = 8$$

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

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 64 \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

\* L'emmarchement est de 130 cm

La longueur de ligne de foulée:  $l = g(n-1) = 30(9-1) = 240$  cm.

#### IV-2-4 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

$L_0 = L' + 0.75$  avec :  $L'$ : Longueur en plan de la volée

$$\text{On a : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.25^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.872} = 275 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + 0.75 = 275 + 75 = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow 350/30 \leq e \leq 350/20 \Rightarrow 11.66 \leq e \leq 17.5$$

On adopte :  $e = 15$  cm

#### IV-2-5 détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple en considérant la paillasse comme une poutre semi encastrée aux endroits des deux paliers.

##### a)- Charge permanente :

###### \*palier :

Poids propre :  $25 \times 0.15 \times 1 = 3.75$  KN/ml

Revêtement (mortier + carrelage) :  $(22+20) \times 0.02 \times 1 = 0.84$  KN/m

Poids total du palier :  $G_1 = 4.59$  KN/m

###### \*paillasse :

Poids de la paillasse :  $25 \times 0.15 \times 1 / \cos \alpha = 4.45$  KN/ml.

Poids propre des marches :  $25 \times 0.17 \times 0.30 \times 1/2 = 0.6375$  KN/ml

Garde corps :  $0.2$  KN/ml

##### - poids de revêtement :

Carrelage (2cm) .....  $22 \times 0.02 \times 1 = 0.44$  KN / ml.

Mortier de pose : .....  $0.40$  KN/ml

Poids total du paillasse :  $G_2 = 5.77 \text{ KN/ml}$

**b)- Charge d'exploitation :**

$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$ .

**IV-2-6 L'état limite ultime (ELU) : (1,35G+1,5Q):**

Palier :  $q_{u1} = 1.35 \times 4.59 + 1.5 \times 2.5 = 9.96 \text{ KN / ml}$

Paillasse :  $q_{u2} = 1.35 \times 5.77 + 1.5 \times 2.5 = 11.54 \text{ KN / ml}$ .

Charge concentrée :  $q_{umur} = 1.35 \times 2.44 \times (3.06 - 0.15) = 9.6 \text{ KN/ml}$ .

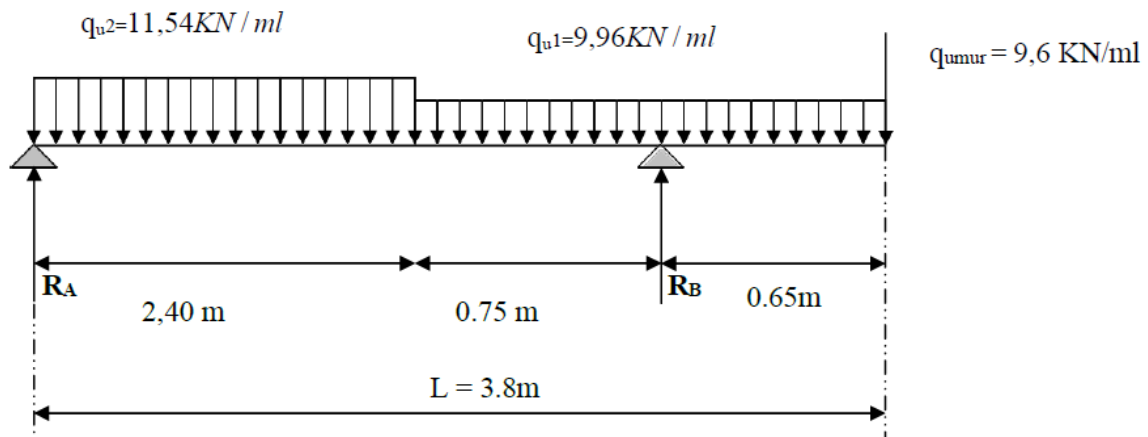


Figure IV -6 schéma statique de calcul

**IV-2-6 -1 calcul à L'état limite ultime (ELU) :**

❖ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2,40 q_{u2} + 1,4 q_{u1} + q_{U_{mur}} = R_A + R_B .$$

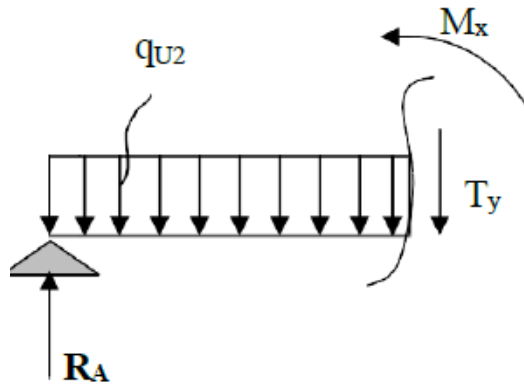
$$R_A + R_B = 2,40 \times 11,54 + 1,4 \times 9,96 + 9,6 = 51.24 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 2.4 \times (2.4/2) + q_{u1} \times 1.4(2.4+1.4/2) + q_{U_{mur}} \times 3.8$$

$$R_B \times L = 11.54 \times 2.4 \times 1.2 + 9.96 \times 1.4(2.4+0.7) + 9.6 \times 3.8$$

$$R_B = 112.94 / 3.15 = 35.85$$

$$R_A = 51.24 - 35.85 = 15.39 \text{ KN}$$

❖ 1er tronçon :  $0 \leq x \leq 2,4$  m

$$T(x) = R_A - q_{u2}x.$$

$$T(x=0) \Rightarrow T = 15.39 \text{ KN}$$

$$T(x=2,73)=15.39 - 11.54 \times 2,4 = 15.39 - 27.696 = -12.31 \text{ KN}.$$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u2}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2}x \Rightarrow x = R_A / q_{u2} = 15.39/11.54 = 1.33$$

$$X = 1.33 \text{ m}; \quad 1.33 \in [0; 2.4].$$

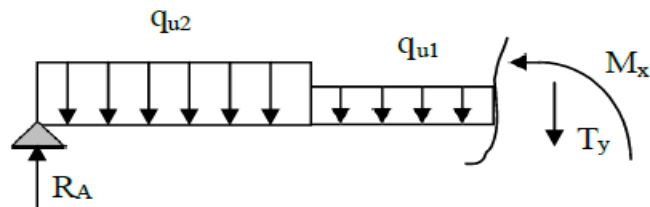
## \* Calcul des moments fléchissant :

$$M(x) = R_A x - q_u \frac{x^2}{2} = 15.39x - (11.54/2)x^2$$

$$M(x) = 15.39x - 5.77x^2$$

$$\begin{cases} X=0 & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ X=2.40 \text{ m} & M(x=2.40) = 3.70 \text{ KN.m} \\ M_{\max} = M(x=1.33) = 15.39 \times 1.33 - 5.77(1.33)^2 = 10.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = 10.26 \text{ KN.m}$$

❖ 2<sup>eme</sup> tronçon :  $2.4 \leq x \leq 3.15$  m

$$T(x) = R_A - q_{u2}(2.4) - q_{u1}(x-2.4)$$

$$T(x = 2,4) = 15.39 - 11.54 \times 2.4 - 9.96 \times (0) = -12.31 \text{ KN}$$

$$T(x = 3.15) = 15.39 - 11.54 \times 2.4 - 9.96(3,15 - 2,4) = -19,78 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u2}(2.4) - q_{u1}(x-2.4) = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = R_A - q_{u2}(2.4) + q_{u1}(2.4) / q_{u1} = 1.16$$

$$X = 1.16 \text{ m} : x \notin [2.4 ; 3.15].$$

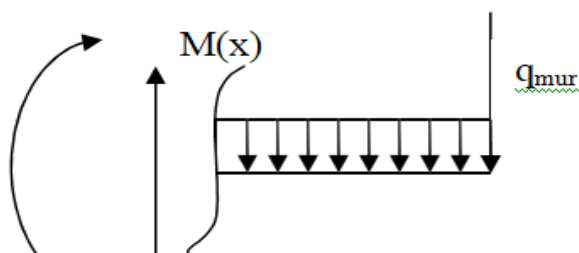
## \* Calcul des moments fléchissant :

$$M_{(x)} = R_A \times (-2.4 \times (x - 1.2)) - q_{u1} \left[ (x - 2.4)^2 / 2 \right]$$

$$M(x) = 15.39 \times x - 11.54 \times 2.4 \times (x - 1.2) - 9.96 \times (x - 2.4)^2 / 2$$

$$M(x = 2.4) = 15.39 \times 2.4 - 11.54 \times 2.4 \times (2.4 - 1.2) = 3.70 \text{ KN.m.}$$

$$\text{KN.m. } M(x=3.15) = 15.39(3.15) - 11.54 \times 2.4(3.15 - 1.2) - 9.96(3.15 - 2.4)^2 / 2 = -8.34 \text{ KN.m}$$

3<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 0.65$  m

$$T(x) = q_{u1}x + q_{umur}$$

$$x = 0 \Rightarrow T(x) = 9,96 \times 0 + 9,5 = 9,6 \text{ KN}$$

$$x = 0.65 \Rightarrow T(x) = 9,96 \times 0.65 + 9,6 = 11.07 \text{ KN}.$$

**Moment fléchissant :**

$$M(x) = -q_{umur} \times X - q_{u1} \times \frac{X^2}{2}$$

$$X = 0 \Rightarrow M(x) = 0$$

$$X = 0.65 \text{ m} \Rightarrow M(x) = -9.6 \times 0.65 - 9.96 \times (0.65^2/2) = -8.34$$

$$T(x) = dM(x)/dx$$

$$M(x) = R_A \times X - q_u \times 2 \times 2.4 \times (x - 2.4/2) - q_{u1} \times (x - 2.4)^2/2$$

$$M(x) = 15.39 \times X - 11.54 \times 2.4 \times (X - 2.4/2) - 9.96 \times (x - 2.4)^2/2$$

$$T(x) = 11.59 - 9.96X = 0 \Rightarrow X = 11.59/9.96 = 1.16$$

$$X = 1.16$$

**Remarque :**

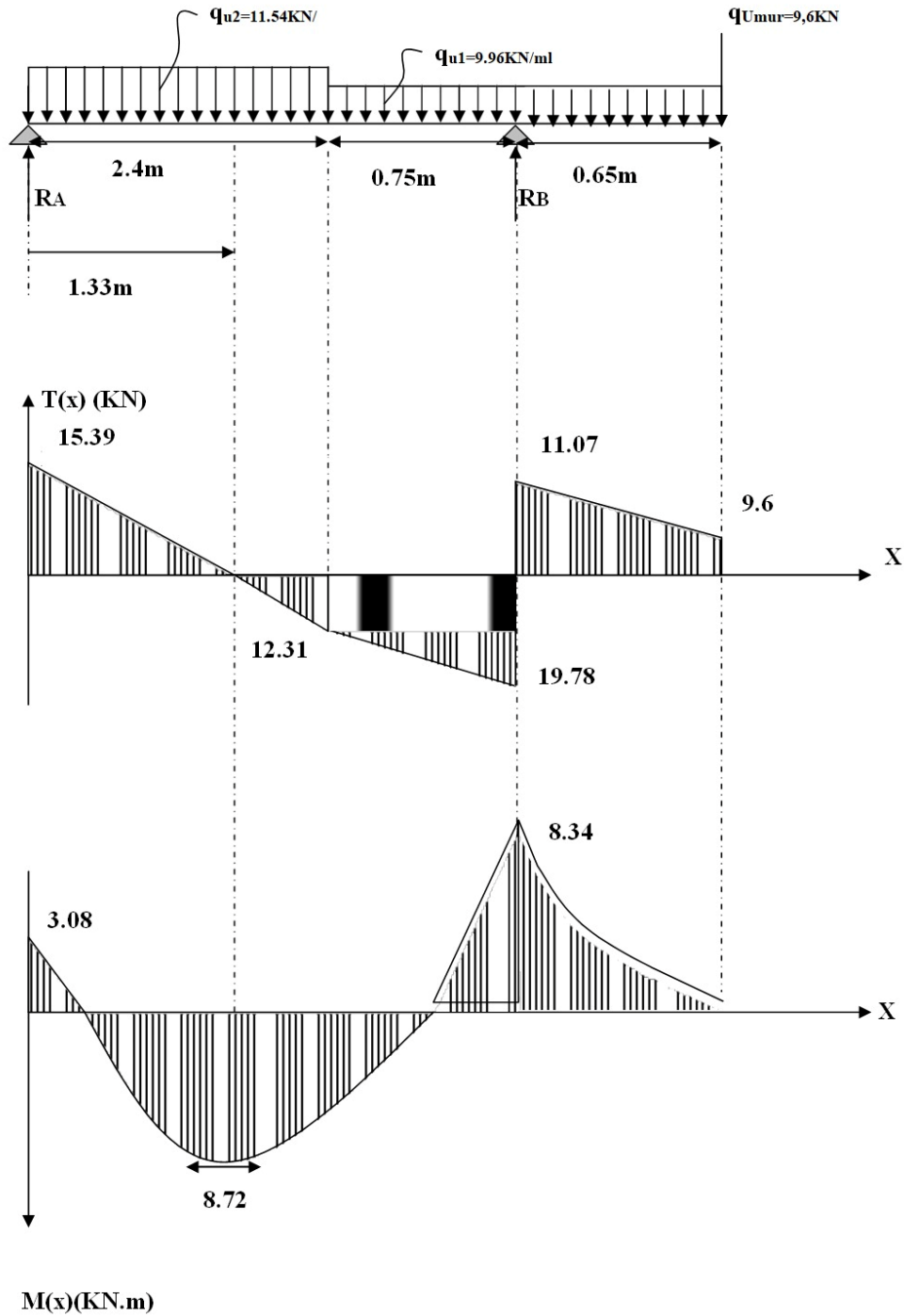
A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{u_{max}}$  au niveau des appuis et en travée.

- En appui (A) :  $M_{ua} = -0,3M_{u_{max}} = -0.3 (10.26) = -3.08 \text{ KN.m}$

- En travées :  $M_{ut} = 0,85M_{u_{max}} = 0.85 (10.26) = 8.72 \text{ KN.m}$

- En appui (B)  $M_{ua} = -8.34 \text{ KN.m.}$

IV-2-6-2 Diagramme des sollicitations : ( ELU ):



**IV-2-6-3 Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

**-Armatures longitudinal :****\* En appui ( A ) :**

$$M_{uapp} = 3.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{3.08 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_b = 0.012 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow (\text{SSA}).$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ( $A_{sup} = 0$ )

$$\mu_b = 0,012 \xrightarrow{\text{Tableau}} (\text{par interpolation}) \beta = 0.994$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.08 \times 10^5}{0.994 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 0.68 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_s = 3 \text{ HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**\* En appui ( B ) :**

$$M_{uapp} = 19.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.34 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.2} = 0.034 \text{ cm}^2$$

$$\mu_u = 0.034 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow (\text{SSA}).$$

$$\mu_u = 0.034 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,982$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.34 \times 10^5}{0.982 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1.877 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 4 \text{ HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

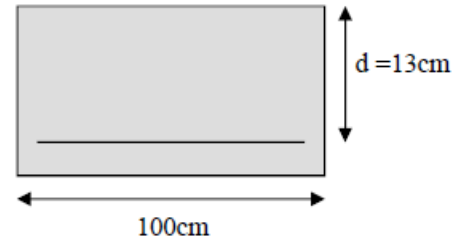
**\* En travée :**

$$M_{ut} = 8.72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.72 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu_b = 0.036 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow (\text{SSA}).$$

$$\mu_b = 0.036 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,981$$



$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.72 \times 10^5}{0.981 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1.96 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 4 \text{ HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaire (  $A_{st}=0$  )

**- Armatures de répartition :**

**\* aux appui :**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$$

En appui A :  $A_{min} = 0.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  soit :  $4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

En appui B :  $A_{min} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  soit :  $4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

\* En travée :

$$A_r = \frac{4.52}{4}$$

$A_{min} = 1.13 \text{ cm}^2$  soit :  $4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

**IV-2-6- 4- Vérification à l'ELU :**

**a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91. a.4.21) :**

$$A_{min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1 / 400 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appui A : } A_{sapp} = 2.35 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_{ut} = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \\ \text{Appui B : } A_{sapp} = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ (conditions vérifiées)}$$

**b) Répartition des barres :**

**\* armatures longitudinales :**

$$St < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = (33 ; 25) \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{(conditions vérifiées)}.$$

**\* armatures de répartition :**

$$St < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = (25 ; 25) \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{(conditions vérifiées)}.$$

**c) vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL91 Art61.3) :**

$$\tau_{se} = \frac{V^{max}}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{se} = \Psi_s \times f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u_{max}} = 19.78 \text{ KN (calculé).}$$

$$\sum u_i = \eta \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 1.0 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.78 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 19780 / 18369 = 1.07 < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(conditions vérifiée).}$$

**d) vérification des effort tranchants (BAEL91 Art A 552) :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \{ 0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(conditions vérifiée).}$$

$$\tau_u = \frac{19.78 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.152 \text{ MPa} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(conditions vérifiée).}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**e) vérification des effort tranchants (BAEL91 Art A 5.132) :**

**\* influence sur le béton :**

$$V_u^{max} \leq 0.4 b(0.9d) \frac{f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 1000 \times 0.9 \times 130 \times 25}{1.5} = 780 \text{ KN.}$$

$$V_u^{max} = 19.78 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} . \text{(conditions vérifiée)}$$

**\* influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u^{max} + \frac{M_a}{0.9d})$$

$$A \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} (19.78 + \frac{3.08}{0.9 \times 0.13}) \times 10^3 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.35 \text{ cm}^2 > 1.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(conditions vérifiée).}$$

**\* Ancrage des barres :**

Longueur de scellement doit être :

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

$$\tau_s = 0.6 \times (\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \emptyset \times 35.27$$

Le BAEL limite  $L_s = 40 \emptyset$  lorsque en utilise  $f_e = 400 \text{ MPa}$  donc  $L_s = 40 \emptyset$

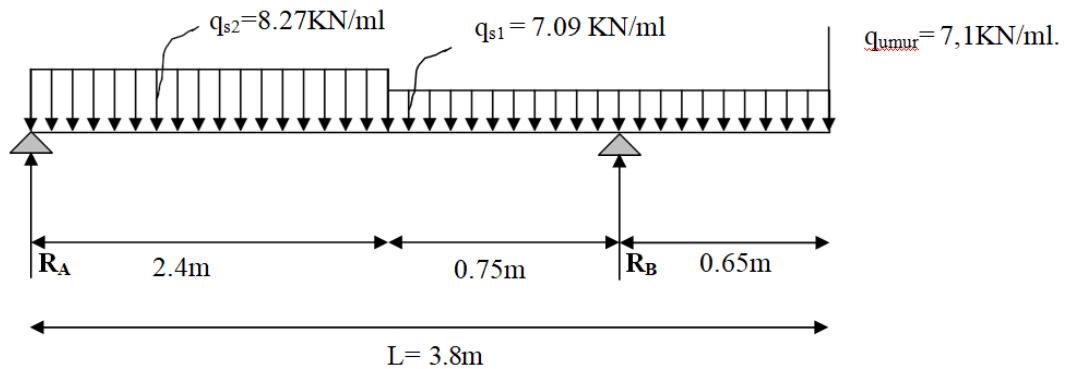
**IV-2-7- L'état limite de service ( ELS) :**

**IV-2-7-1 combinaison de charge : ( G+Q)**

\*palier :  $q_{s1} = (1 \times 4.59) + (1 \times 2.5) = 7.09 \text{ KN/ml}$

\* paillese :  $q_{s2} = 5.77 + 2.5 = 8.27 \text{ KN/ml}$

\* charge concentrée :  $q_{smur} = 2.44 \times (3.06 - 0.15) = 7.1 \text{ KN/ml}$



**IV-2-7-2 Calcul des réactions des appuis :**

$$\sum \frac{F}{Y} = 0 \Rightarrow 2.4q_{s2} + 1.4q_{s1} + q_{smur} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = (2.4 \times 8.27) + (1.4 \times 7.09) + 7.10 = 36.87 \text{ KN/ml}$$

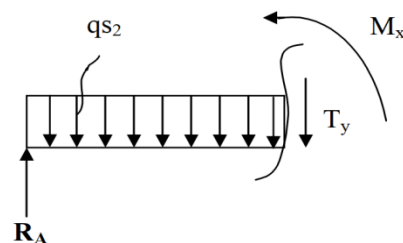
$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_B \times L = 2.4q_{s2} \times (2.4/2)$$

$$+ 1.4q_{s1} \times \left(2.4 + \frac{1.4}{2}\right) + 3.8q_{smur} = R_A + R_B$$

$$R_B \times L = 8.27 \times 2.4 \times 1.2 + 7.09 \times 1.4 \times (2.4 + 0.7) + (7.1 \times 3.8)$$

$$R_B = 81.75 / 3.15 = 25.89 \text{ KN.}$$

$$R_A = 36.87 - 25.89 = 10.98 \text{ KN}$$



**❖ 1 er tronçon :  $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$**

$$T(x) = R_A - q_{s2}x$$

$$T(x=0) \Rightarrow T = R_A = 10.98 \text{ KN}$$

$$T(x=0) = 10.98 - 8.27 \times 2.4 = 10.98 - 19.85 = -8.87 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{s2}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{s2}x \Rightarrow x = R_A / q_{s2} = 10.98 / 8.27 = 1.33 \text{ m}$$

$$X = 1.33 \text{ m}; \quad 1.33 \in [0; 2.4]$$

**\* calcul des moments fléchissant :**

$$M(x) = R_A x - q_{s2} (x^2/2) = 10.98x - 8.27(x^2/2)$$

$$M(x) = 10.98x - 4.13x^2$$

$$x = 0. \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 2.4 \text{ m}. \quad M(x=2.4) = 2.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{smax}} = M(x=1.33) = 10.98(1.33) - 4.13(1.33)^2 = 7.30 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{\text{smax}} = 7.30 \text{ KN.m}$$

**❖ 2<sup>eme</sup> tronçon :  $2.4 \leq x \leq 3.15 \text{ m}$**

$$T(x) = R_A - q_{s2}(2.4) - q_{s1}(x - 2.4)$$

$$T(x=2.4) = 10.98 - 8.27 \times 2.4 - 7.09 \times 0 = -8.87 \text{ KN}$$

$$T(x=3.15) = 10.98 - 8.27 \times 2.4 - 7.09(3.15 - 2.4)$$

$$= -14.18 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{s2}(2.4) - q_{s1}(x - 2.4) = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{s2}(2.4) + q_{s1}(2.4)}{q_{s1}} = 1.15 \text{ m}$$

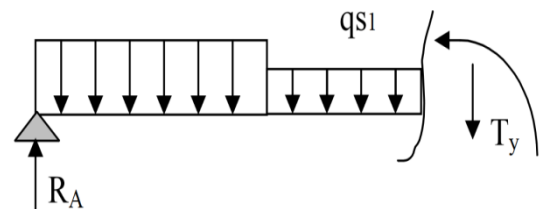
$$x = 1.15 \text{ m}; \quad x \notin [2.4; 3.15]$$

**\* calcul des moments fléchissant :**

$$M(x) = R_A x - q_{s2} (x - 1.2) - q_{s1} \left[ \frac{(x-2.4)^2}{2} \right]$$

$$M(x) = 10.98x - 8.27 \cdot 2.4(x - 1.2) - 7.09 \left[ \frac{(x-2.4)^2}{2} \right]$$

$$M(x=2.4) = 10.98(2.4) - 8.27 \cdot 2.4(2.4 - 1.2) = 14.05 \text{ KN.m}$$



$$M(x=3.15) = 10.98(3.15) - 8.27 \cdot 2.4(3.15 - 1.2) - 7.09 \left[ \frac{(3.15-2.4)^2}{2} \right]$$

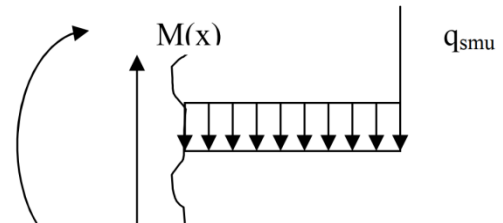
$$M(x) = -6.11 \text{ KN.m}$$

❖ 3<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 0.65 \text{ m}$

$$T(x) = q_{s1}x + q_{smur}$$

$$T(x=0) \Rightarrow T(x) = 7.09 \cdot 0 + 7.1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$T(x=0.65) \Rightarrow T(x) = 7.09 \cdot 0.65 + 7.1 = 11.71 \text{ KN}$$



**moments fléchissant :**

$$M_{(x)} = -q_{smur} \times x - q_{s1} \left( \frac{x^2}{2} \right)$$

$$x=0 \quad \Rightarrow \quad M(x) = 0$$

$$x=0.65 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M(x) = -7.1 \cdot 0.65 - 7.09 \cdot \frac{0.65^2}{2} = -6.11 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$M(x) = R_A x - q_{s2} \cdot x \cdot 2.4 \left( x - \frac{2.4}{2} \right) - q_{s1} \left[ \frac{(x-2.4)^2}{2} \right]$$

$$M(x) = 15.78x - 8.27 \cdot x \cdot 2.4 \left( x - \frac{2.4}{2} \right) - 7.09 \left[ \frac{(x-2.4)^2}{2} \right]$$

$$T(x) = 12.95 - 7.09x = 0 \quad \Rightarrow \quad x = \frac{12.95}{7.09} = 1.83 \text{ m}$$

**Remarque:**

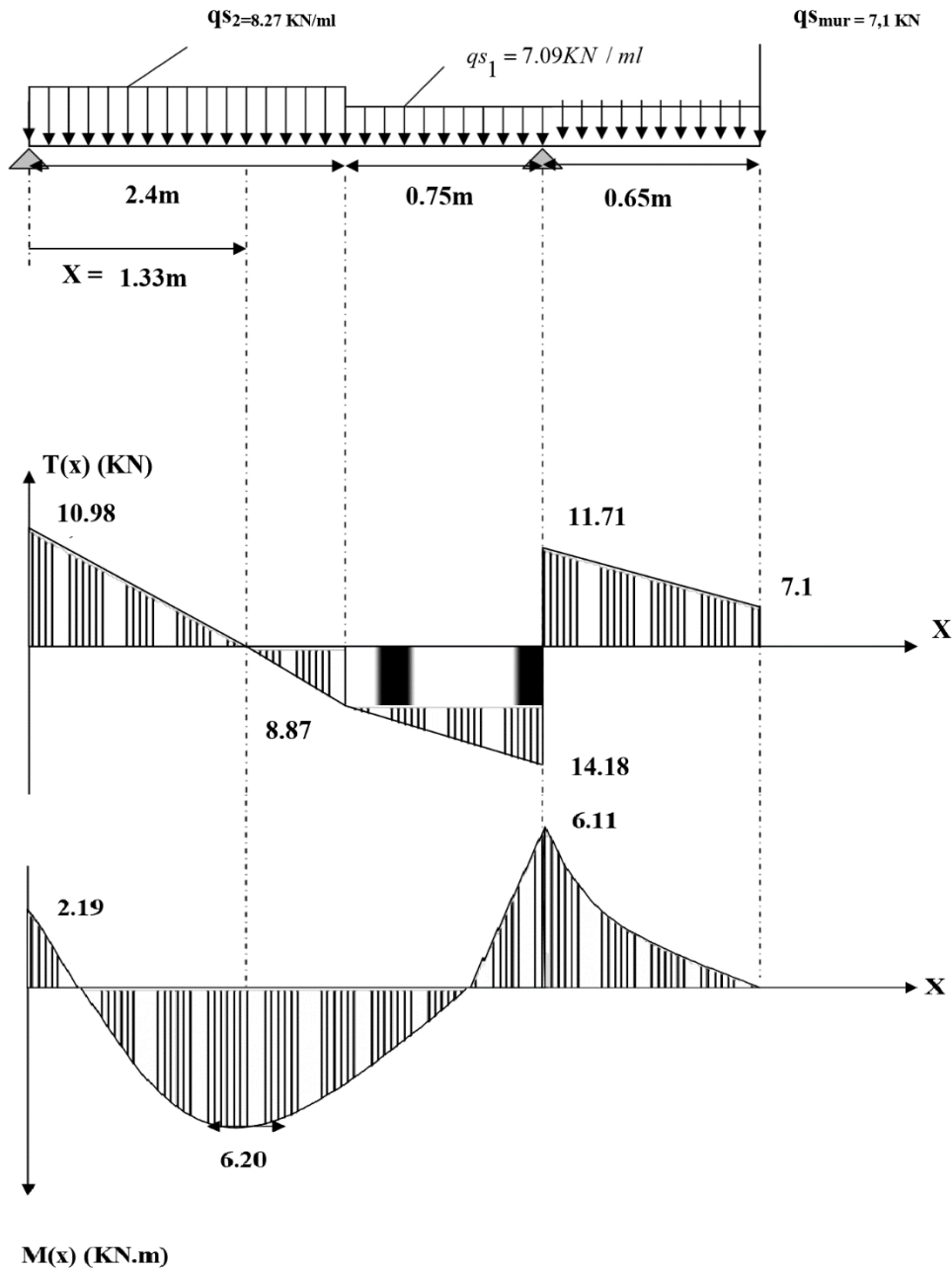
Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités ,on porte une correction pour le moment  $M_{smax}$  au niveau des appuis et en travée.

-En appui .  $M_{sa} = -0,3M_{smax} = -0,3(7.30) = -2.19 \text{ KN.m}$

-En travées:  $M_{st} = 0,85M_{smax} = 0,85(7.30) = 6.20 \text{ KN.m}$

-En appui B:  $M_{sa} = -6.11 \text{ KN.m}$

IV-2-7-3 Diagramme des sollicitations:(ELS)



**IV-2-7-4 Vérification à l'ELS :****a) contrainte de compression dans le béton :**

la fissuration étant peu nuisible ,on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**\*appui A :**

$$\rho_1 = \frac{100x A_a}{bd} = \frac{100x 2.35}{100x13} = 0.181$$

$$\rho_1 = 0.181 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.9287 \\ k_1 = 55.16 \\ k = \frac{1}{k_1} = 0.018 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{Ad\beta_1} = \frac{2.19x10^3}{2.35x0.929x13} = 77.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.018x77.16 = 1.39 < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.39 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{condition vérifier})$$

**\* en travée :**

$$\rho_1 = \frac{100x A_t}{bd} = \frac{100x 4.52}{100x13} = 0.347 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.9087 \\ k_1 = 39.23 \\ k = \frac{1}{k_1} = 0.025 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{Ad\beta_1} = \frac{6.20x10^3}{4.52x0.908x13} = 116.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.025x116.20 = 2.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.9 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{condition vérifier})$$

**\*appui B :**

$$\rho_1 = \frac{100x A_t}{bd} = \frac{100x 4.52}{100x13} = 0.347$$

$$\rho_1 = 0.347 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.9087 \\ k_1 = 39.23 \\ k = \frac{1}{39.23} = 0.025 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{Ad\beta_1} = \frac{6.11x10^3}{4.52x0.908x13} = 114.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.025x114.52 = 2.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.86 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{condition vérifier})$$

**b) Etat limite d'ouverture des fissurations :**

Tant que les fissurations sont peu nuisibles ,aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Vérification de la flèche:****1-Paillasse :**

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites:

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{315} = 0.047 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow (\text{condition non vérifiée})$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \quad ; \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{315} = 0.047 \leq 0.085 \Rightarrow (\text{condition non vérifiée})$$

Avec ;

$$M_t = 6.20 \text{ KN.m}$$

$$M_o = 7.30 \text{ KN.m}$$

**Conclusion:**

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

**Calcul de la flèche :**

$$\text{La valeur de la flèche est: } f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$E_v$  = module de déformation différé

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$$

$I_0$  = moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right] = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \left[ 4.52 \left( \frac{15}{2} - 2 \right)^2 \right] = 30175.95 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035$$

$\rho$  : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\lambda \nu = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0035 \times 5} = 2.4$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{Ad\beta_1} \text{ avec } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.35 \Rightarrow \beta_1 = 0.908$$

$$\sigma_s = \frac{6.20 \times 10^6}{0.908 \times 130 \times 4.52 \times 10^2} = 116.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} = 0.014$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu} = 32114.50 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{6.20 \times 10^6 \times 3150^2}{10 \times 10818.86 \times 32114.50 \times 10^4} = 1.77 \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 6.3$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$  la flèche est vérifiée.

### 2-la console:

Pour se dispenser du calcul de la flèche ,on vérifie:

$$1) \left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

$$2) \left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \quad ; \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 \\ \frac{M_t}{10M_o} = \frac{5.10}{105.10} = 0.1 \end{array} \right\} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

Avec :  $M_t = M_o = M_{qs}$

$$M_{qs} = Q_s L^2 / 2 = 7.09 \times (1.5)^2 / 2 = 5.10 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.35}{13 \times 100} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0018 \leq 0.0105 \quad (\text{condition vérifiée})$$

### Conclusion:

Les conditions sont vérifiées  $\Rightarrow$  le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**IV -2-8 Poutre palière:****Introduction:**

La poutre palière est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux ;c'est une poutre de section rectangulaire.

**IV-2-8-1 Pré dimensionnement****\* hauteur :**

$$L= 330\text{cm}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 330/15 \leq h \leq 330/10 \Rightarrow 22 \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 modifié 2003 ;  $h_t \geq 30\text{cm} \Rightarrow$  on opte pour  $h_t = 30\text{cm}$

**\* largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

$$\text{Selon le RPA 99} \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

Donc la poutre palière aura pour dimension ;  $b \times h = 25 \times 30 \text{ cm}^2$

**IV-2-8-2 Charge revenant à la poutre:**

-Poids propre de la poutre  $0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{KN/ml}$ .

-Réaction du palier (ELU):  $19.78 \text{KN/ml}$ .

-Réaction du palier (ELS) :  $14.08 \text{KN/ml}$

$$q_u = (1,875) \times 1,35 + 19.78 = 22.31 \text{KN/ml}$$

$$q_s = 1,875 + 14.08 = 15.95 \text{KN/ml}$$

**IV -2-8-3 à l' ELU:****•Moment isostatique:**

$$M_o = q_u L^2 / 8 = 22.31 \times (3)^2 / 8 = 25.10 \text{ KN.m}$$

**\*L'effort tranchant:**

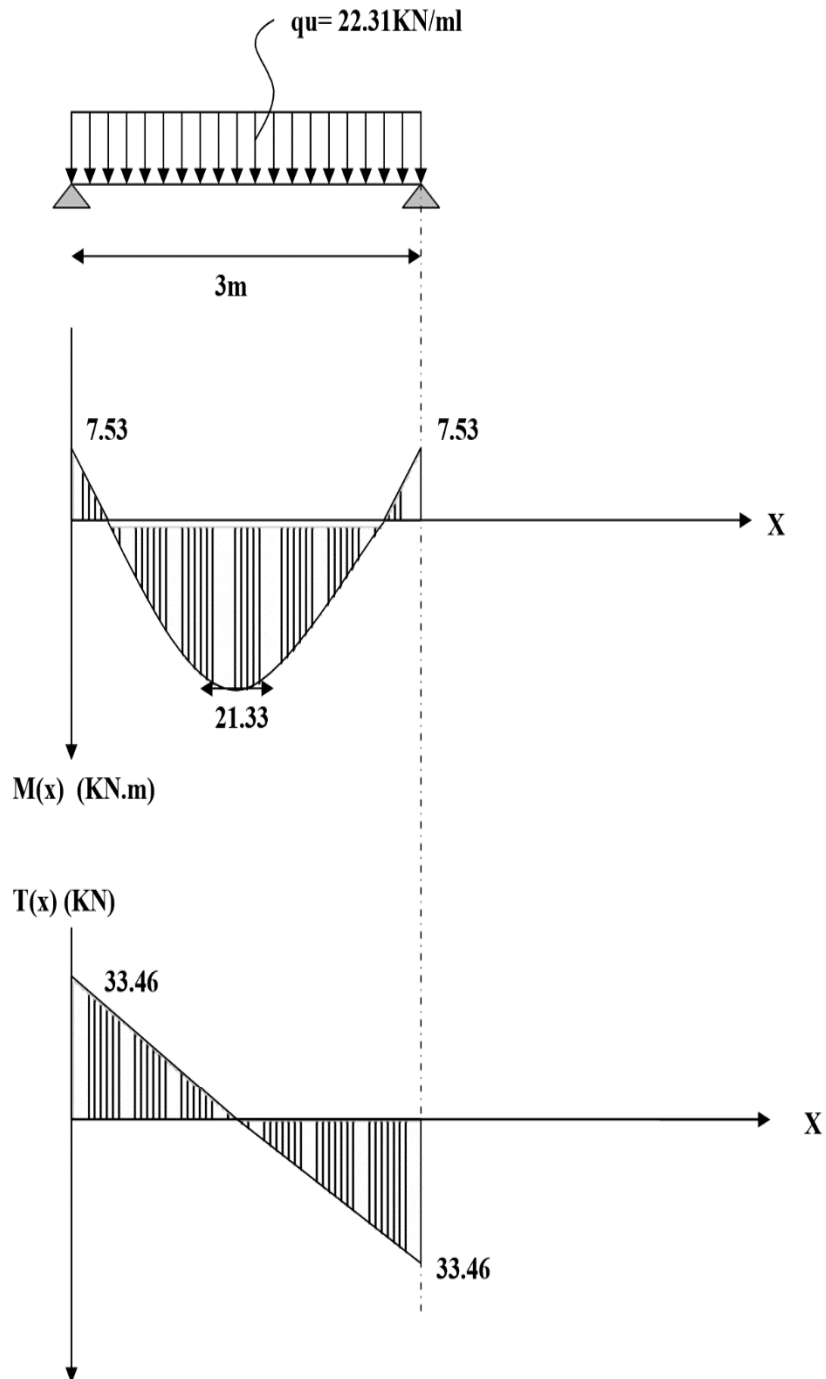
$$T = q_u L / 2 = 22.31 \times 3 / 2 = 33.46 \text{KN}$$

En tenant compte des semi encastremets on aura :

$$M_{uapp} = (-0.3)M_o = -7.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = (0.85)M_o = 21.33 \text{ KN.m}$$

IV-2-8-4 Diagramme des sollicitations:



**IV-2-8-5 Ferrailage:****\* En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21.33 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.076 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b \ 0.076 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.960$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.33 \times 10^3}{0.960 \times 28 \times 348} = 2.28 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA14 = 4.63cm<sup>2</sup>**\* aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.53 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.027 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b \ 0.027 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.986$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.53 \times 10^3}{0.986 \times 28 \times 348} = 0.784 \text{ cm}^2$$

Soit : A<sub>app</sub> = 3HA10 = 2.35cm<sup>2</sup>

\*Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$4.62 + 2.35 = 6.97 \text{ cm}^2 > 0.5bh/100 = 0.5 \times 25 \times 30 / 100 = 3.75 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit de 4% en zone courante.

$$6.97 \text{ cm}^2 < 4bxh/100 = 30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}.$$

**IV-2-8-6 Vérification à l'ELU:****a) condition de l'effort tranchant (BAEL art A522) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{33.46 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.478 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = \min \{ 0.13 \times 25; 4 \} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.478 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(conditions vérifiées)}.$$

**b) influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL91 Art5.132):****\*Influence des aciers:**

$$A_u = \frac{T_{max}}{\sigma_s} = \frac{33.46 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.961 \text{ cm}^2 < A_{uapp} = 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(conditions vérifiées)}.$$

**\*Influence sur le béton :**

$$T_u^{max} \leq 0.4 b(0.9d) \frac{f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times 25}{1.5} = 420 \text{ KN.}$$

$$T_U = 33.46 \text{ KN} \leq 420 \text{ KN} . \text{ (conditions vérifiée)}$$

c) vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91, ArtA613):

$$\tau_{se} = \frac{T^{max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} ;$$

$\sum u_i$  ; somme des périmètre utile des armatures.

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\sum u_i = \eta \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.0 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.46 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 9.42} = 0.14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Il n'ya pas risque d'entraînement des barres .

d) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 Art6.127):

La longueur de scellement droit est:

$$L_s = \frac{\phi x f_e}{4 x \tau_s} = \frac{\phi x 400}{4 x 2.835} = 35.27 \phi$$

$$\tau_s = 0.6 \times (\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Le BAEL limite  $L_s = 40\phi$  pour  $f_e E400$  .

On calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixé à  $0.4L_s$

$$0.4L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

\*Calcul des armatures transversales:

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$$

$$\phi_i \leq \min \left[ \frac{300}{35}; \frac{250}{10}; \phi \right]$$

$$\phi_i \leq \min [8.57; 25.1] = 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 6 \text{ HA8} + 3.02 \text{ cm}^2 \text{ exigence du (R.P.A version 2003) art. 7.5.2.2}$$

\*Espacement :

$$\text{Zone nodale} : S_t \leq \min \left[ \frac{h}{4}; 25; 12 \phi \right]$$

$$S_t \leq \min \left[ \frac{30}{40}; 12. \times 1.2; 25 \right] = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

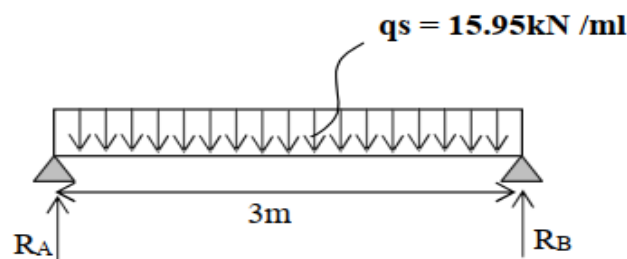
$$\text{Soit ; } S_t = 15 \text{ cm}$$

**e) quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.02 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.125 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{conditions vérifiée}).$$

**IV-2-8-7 Vérification à l'ELS:**



**Schéma statique à L'E.L.S**

**\* Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{15.95 \times 3}{2} = 23.92 \text{ KN}$$

**\*Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{15.95 \times 3^2}{8} = 17.94 \text{ KN}$$

Moments corrigés :

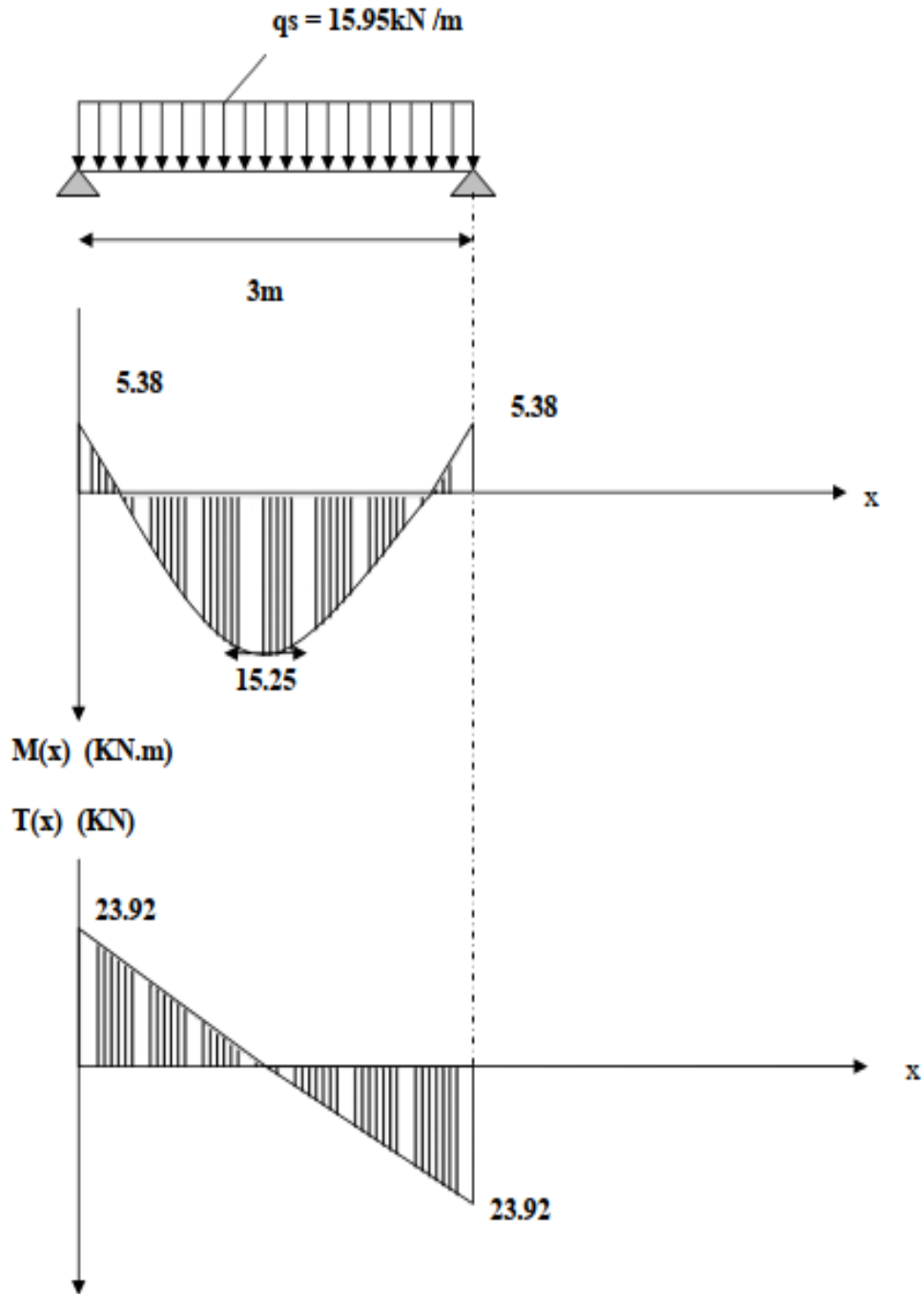
$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times 17.95 = 15.25 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.3 \times 17.94 = -5.38 \text{ KN.m}$$

**\* Effort tranchant :**

$$V^{max} = R_A = R_B = 23.92 \text{ KN}$$

IV-2-8-8 Diagrammes des sollicitations:



**IV-2-9 Vérification à L'E.L.S:****Vérification de la flèche:**

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.1 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{(conditions vérifiées)}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.1 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15.25}{1017.94} = 0.085 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{(conditions vérifiées)}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{3.83}{25 \times 30} = 0.001510 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{(conditions vérifiées)}.$$

$\Rightarrow$  ( les conditions vérifiées ).

**b) Etat limite d'ouverture des fissurations :**

la fissuration est considérée comme peu nuisible , alors aucune vérification n'est nécessaire d'après BAEL91 révisé 99 articles (B.6.3)

**c) Etat limite de compression du béton :**

on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

\*aux appuis :  $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$  ;  $M_a = -5.38 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.336$$

$$\rho = 0.366 \Rightarrow \beta = 0.910 \rightarrow a = 0.270 \rightarrow k = 0.024$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{Ad\beta} = \frac{100 \times 5.38 \times 10^3}{2.35 \times 0.910 \times 28} = 89.68 \text{ MPa} = 0.35$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0.024 \times 89.68 = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.15 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{conditions vérifiée}).$$

### IV-3 Calcul des Balcons:

Dans notre structure on trouve deux types de balcon (Corps creux et dalle pleine). Le calcul se fera juste pour celui de dalle pleine.

#### \* Balcon en dalle pleine:

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine.

#### IV-3-1-pré dimensionnement de la dalle pleine:

Largeur : 1.5m

Longueur: 1.45m

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

$e_p$  doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003)

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

#### IV-3-2-Schéma statique de calcul:

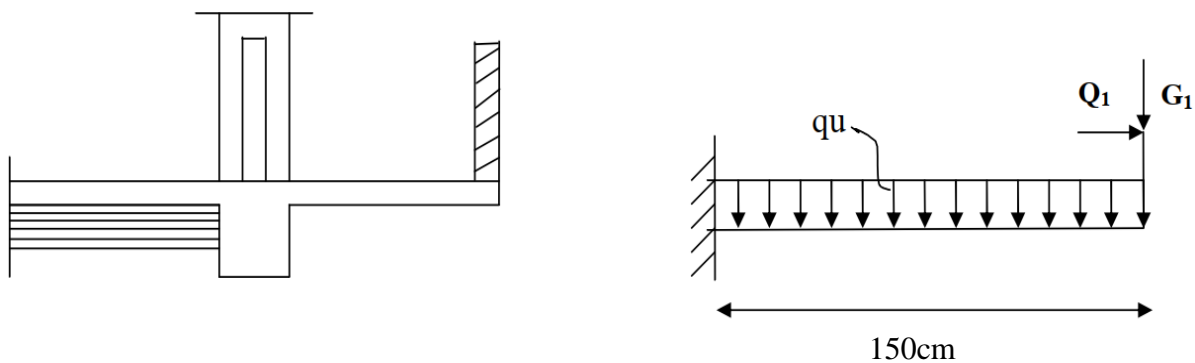


Figure IV -7 : Schéma statique du balcon

$q_u$ : charge et surcharge pondérées de la dalle.

$Q_1$ : surcharge exercée sur le garde-corps.

$G_1$ : poids du garde-corps.

**IV-3-3 Calcul d'efforts:**

$$G = 5,39\text{KN/m}^2$$

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

$$G_1 = 1,78\text{KN/m}^2$$

$$Q_1 = 1\text{KN/m}^2$$

**IV-3-4 Combinaisons de charges:**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

**•A l'ELU:**

$$\text{La dalle: } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = [1,35(5,39) + 1,5(3,5)] \times 1\text{ml} = 12,527\text{KN/ml}$$

$$\text{Garde corps: } q_{u1} = 1\text{ml} \times 1,35G_1 = 1 \times 1,35 \times 1,78 = 2,4\text{KN/ml}$$

$$q_{u1} = 1,5Q_1 = 1 \times 1,5 \times 1\text{ml} = 1,5 \text{ KN/ml}$$

**•A l'ELS:**

$$\text{La Dalle : } q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (5,39 + 3,5) \times 1\text{ml} = 8,89\text{KN/ml}$$

$$\text{Garde corps: } q_{s1} = G_1 \times 1\text{ml} = 1,78\text{KN/ml} \quad q_{s2} = 1\text{KN/ml}$$

**IV-3-5 ferrailage:****a) Calculs des moments d'encastements:****•A l'ELU:**

-Le moment dû à la charge  $q_U$  de la dalle pleine:

$$\Rightarrow M_{q_U} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{12,527 \times (1,5)^2}{2} = 14,09\text{KN.m}$$

-Le moment dû à la charge  $N_u$  de garde corps:

$$\Rightarrow M_{u1} = q_{u1} \times L = 2,4 \times 1,5 = 3,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{u2} = q_{u2} \times H = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.m}$$

-Le moment total est :

$$M_u = M_{u(1+2)} + M_{q_U} = 1,5 + 3,6 + 14,09 = 19,19 \text{ KN.m}$$

**•A l'ELS:**

-Le moment dû à la charge  $q_U$  de la dalle pleine:

$$\Rightarrow M_{q_s} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{8,89 \times (1,5)^2}{2} = 10\text{KN.m}$$

❖ Le moment dû à la charge  $N_u$  de garde corps:

$$\Rightarrow M_{s1} = q_{s1} \times L = 1,78 \times 1,5 = 2,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{s2} = q_{s2} \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m}$$

❖ Le moment total est :

$$M_s = M_{s(1+2)} + M_{q_s} = 2.67 + 1 + 10 = 13.67 \text{ KN.m}$$

### b) Calcul des armatures à L'ELU:

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}; \quad d = 0,15 - 0,02 = 0,13 \text{ m}$$

#### -Armatures principales:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19,19 \times 10^3}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,08 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,08 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,8583$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{19,19 \times 10^3}{0,9583 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 4,42 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup> avec un espacement St=20 cm

St=20 cm ≤ min ( 2h ; 25 ) = 25 cm (fissuration préjudiciable).

#### -Armatures de répartitions :

$$A_t = 5,65 / 4 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2,51 cm<sup>2</sup> avec un espacement St=21 cm

St=21 cm ≤ min ( 2h ; 25 ) = 25 cm

### IV-3-6 vérification à L'ELU:

#### a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  (conditions vérifiées).

#### b) Vérification au cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,34 \text{ MPa}$$

Dans le cas où la fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

On a :  $V_u = q_u \times L + q_{u1} + q_{u1} = 12,527 \times 15 + 2,41,5 = 22,69 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{22,69}{1 \times 0,13} \times 10^{-3} = 0,174 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$  (conditions vérifiée).

**c) Adherence de barres :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{22.69}{0.90 \times 0.13 \times 18.84 \times 10} = 1.03 \text{ MPa}$$

Avec  $\sum u_i$  ; somme des périmètre utile des armatures.

$$\sum u_i = \eta \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 1.0 = 15.7 \text{ cm}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2x\overline{V}_{max}}{bxa} = \frac{2x22.69}{1x0.9x0.13x10^3} = 0.388 \text{ MPa} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.34$$

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \Rightarrow$  (conditions vérifiée).

**d) Vérification de la contrainte de compression du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2x\overline{V}_{max}}{bxa} = \frac{2x22.69}{1x0.9x0.13x10^3} = 0.388 \text{ MPa} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.34$$

$\Rightarrow$  (conditions vérifiée).

**e) longueur de scellement :**

la longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi x f_e}{4x \tau_s} = \frac{\phi x 400}{4x 2.835} = 35.27 \phi$$

$$\tau_s = 0.6 \times (\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Le BAEL limite  $L_s = 40\phi$  pour  $f_e E400$  MPa

On calculera un crochet dont la longueur d'ancrage est fixé à

$$L_a = 0.4L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

soit  $L_a = 16 \text{ cm}$

**IV-3-7 vérification à l'ELS :**

**a) état limite de la résistance de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec ;  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s$$

$$\rho = \frac{100x A_a}{bd} = \frac{100x 5.65}{100x 13} = 0.43$$

$$K_1 = 34.22 \Rightarrow k = 1/K_1 = 0.029$$

$$\rho = 0.43 \Rightarrow \beta = 0.8984$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A} = \frac{13.67 \times 10^6}{0.8984 \times 0.13 \times 5.65 \times 10^5} = 207.16 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.029 \times 207.16 = 6 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{conditions vérifiée}).$$

### b) Vérification de la flèche:

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \Rightarrow (\text{conditions vérifiée}).$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14.09}{10 \times 3.6} = 0.1 \end{array} \right\} \Rightarrow (\text{conditions vérifiée}).$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} \Rightarrow (\text{conditions vérifiée}).$$

### conclusion:

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

### c) Vérification des contraintes dans le béton:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\text{Avec ; } \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad , M_s = 13.67 \text{ KN.m}$$

$$b_0 x \frac{y^2}{2} - h_{as} (d-y) = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 84.75 y - 1101.75 = 0 \Rightarrow y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + h_{as} (d-y)^2 \Rightarrow I = 8995.20 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{13.67 \times 10^3}{8995.20} \times 3.92 = 5.96 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow$  (conditions vérifiées).

### c) Vérification des contraintes d'acier:

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right], \text{ avec : } n = 1.6 \text{ pour HA} > 6 \text{ mm}$$

n ; coefficient de fissuration

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

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d-y_1) = 15 \frac{13.67}{8995.20} (13-3.92) = 206.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \Rightarrow \text{(conditions vérifiées).}$$

## IV-4 Calcul des planchers :

Notre structure présente des planchers à corps creux associés à des poutrelles fabriquées sur chantier disposées suivant la petite portée, ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui seront liées à celles de la dalle de compression

En raison de la différence des surcharges entre le plancher Bureaux d'étage

courant ( $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ ) et celui d'habitation ( $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ ) nous jugeons plus économique d'effectuer deux calculs différents

### IV-4-1 Plancher d'étage courant ( habitations ) :

#### IV-4-1-1 Calcul des poutrelles :

Le calcul se fera en deux étapes :

#### -Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ces deux extrémités, celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier

#### a)- Charges et surcharges :

$$\text{Poids propre de la poutrelle : } G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN / m}$$

$$\text{Poids du corps creux : } G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN / ml}$$

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

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74\text{KN/ml}$$

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

### b)- Calcul à L'ELU :

\* Combinaison de charges :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35(0,74) + 1,5(1) = 2,5\text{KN/ml}$$

\* Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times (4,5)^2}{8} = 6,33\text{KN.m}$$

\* calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4,5}{2} = 5,62\text{KN}$$

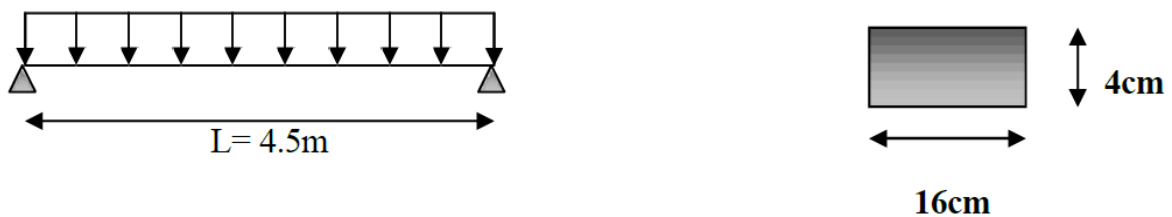


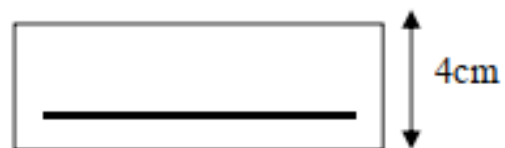
Figure IV -8 : schéma statique de la travée de la poutrelle

### c)-Ferrailage :

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

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,33 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14,2 \times 10^2} = 9,29 \gg 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armé.}$$



Vu la faible hauteur de la poutrelle par rapport à sa portée, on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage.

Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm.

**-Après coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle travaille comme une poutre continue en T encastree partiellement à ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

**a) Dimension de la poutrelle :**

$h = 16 + 4 \text{ cm}$ , hauteur de la poutrelle

$h_0 = 4 \text{ cm}$ , hauteur de la dalle de compression

$b_0 = 12 \text{ cm}$ , largeur de la nervure

$$b_l \leq \min \left[ \frac{l_0}{2}; \frac{l}{10}; 8h_0 \right]$$

$l_0$  : distance entre deux poutrelles

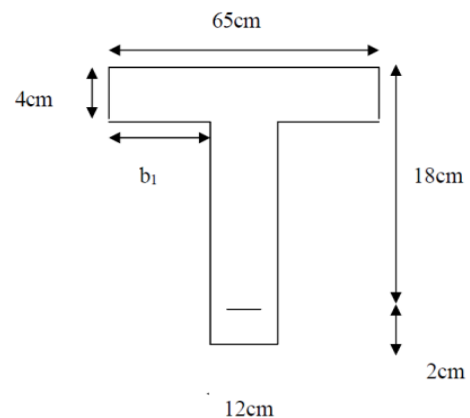
$$l_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$l$  : largeur de la plus grande travée

$$l : 450 \text{ cm}$$

$$\text{d'ou: } b_l \leq \min \{ 26,5 ; 45 ; 32 \} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_l + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

**b) charges et surcharges :**

- poids propre du plancher :  $G = 5,10 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN / ml}$
- Surcharge :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN / ml}$
- Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN / ml}$
- $G \text{ totale} = 3,315 + 0,12 = 3,435 \text{ KN/ml}$

**c) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :****\* condition 1:**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$

$$Q \leq \{ 2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2 \}$$

$$2G = 2 \times 3,435 = 6,87 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \{ 6,87, 5 \} \Rightarrow \text{(conditions vérifiées)}.$$

**\* condition 2:**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

$\Rightarrow$  (Condition est vérifiée)

**\* condition 3 :**

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{450}{305} = 1.48$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{305}{305} = 1$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{305}{300} = 1.02$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{300}{305} = 0.98$$

$\Rightarrow$  (Condition non vérifiée)

**\* condition 4 :**

La fissuration est non préjudiciable  $\Rightarrow$  (Condition vérifiée).

**Conclusion :**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs, donc on fait appel à la méthode de caquot.

**Rappel sur la méthode de caquot:****1/ Domaine d'application:**

La méthode de Caquot s'applique pour le calcul des poutres supportant des planchers dont les charges d'exploitation sont relativement élevées :  $Q_B > 2G$  ou  $Q_B > 5 \text{ kN/m}^2$ . C'est le cas par exemple pour les bâtiments industriels et entrepôts.

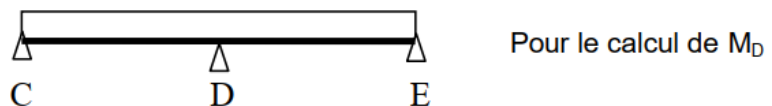
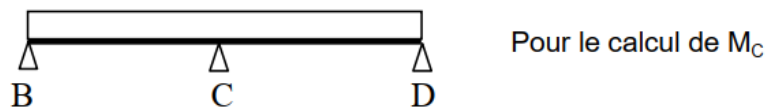
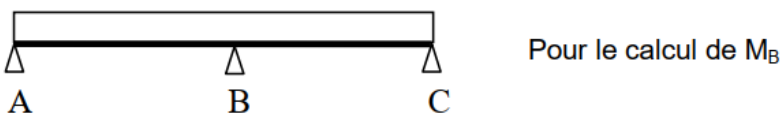
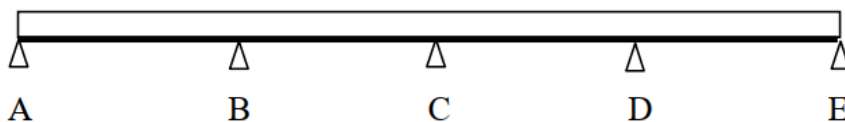
Elle s'applique également quand l'une des trois conditions qui délimitent la méthode forfaitaire n'est pas remplie.

Cette méthode est décrite dans l'annexe E2 du BAEL

**2/ Principe de la method:**

La méthode consiste à calculer les moments sur appuis d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré. Cette méthode est donc une « méthode de continuité simplifiée ». Ainsi une poutre continue est assimilée à une série de poutres à deux travées :

Prenons une poutre à 4 travées, on aura les différents cas suivant à traiter :



Ensuite, en tenant compte des travées chargées-déchargées, on calcule les courbes de moments fléchissants.

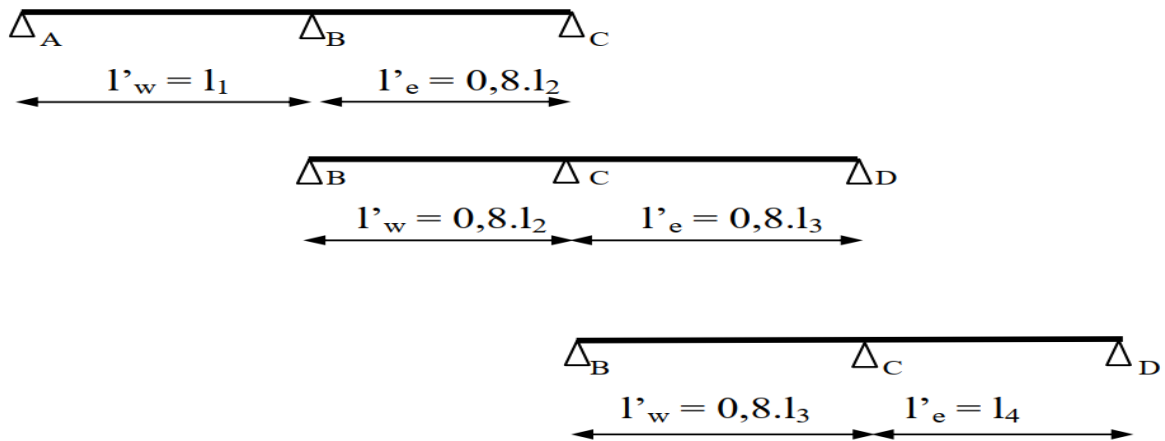
**2/ Calcul des moments sur appuis:**

Les moments sur appuis sont calculés en ne tenant compte que des travées voisines de gauche (w) et de droite (e). On considère que la longueur des travées de calcul  $l'_w$  et  $l'_e$  sont égales à :

- S'il s'agit d'une poutre de rive :  $l'_i = l_i$
- S'il s'agit d'une poutre intermédiaire :  $l'_i = 0,8.l_i$

avec  $l_i$  = longueur réelle de la travée  $i$  (prise en compte entre-nus d'appuis dans le cadre du BAEL)

En reprenant l'exemple précédent nous avons :

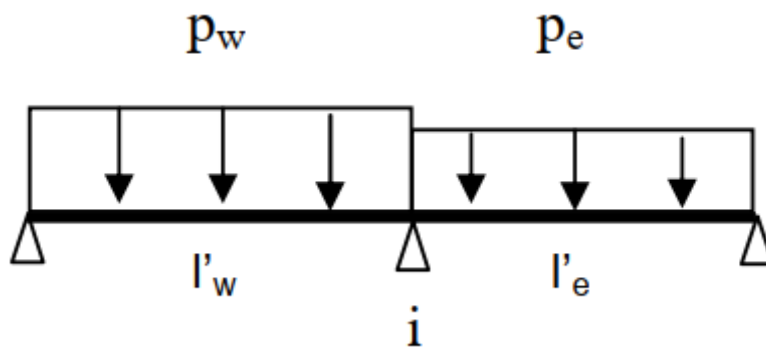


**Cas des charges réparties :**

On considère les deux charges réparties de part et d'autre de l'appui à calculer.

Soit  $p_w$  la charge répartie sur la travée de gauche et  $p_e$  la charge sur celle de droite, le moment

d'appui  $i$  est égale à:  $M_i = p_w \cdot l_w'^3 + p_e \cdot l_e'^3 / 8.5(l_w' + l_e')$



**Efforts tranchants :**  $T_i \begin{cases} T_i = PL/2 + \Delta T \\ T_i = PL/2 - \Delta T \end{cases} \text{ ----- } \Delta T = \frac{M_b - M_a}{L} >$

**Valeur du moment en travée :**  $M_i = \frac{T_i^2}{2P} + M_a$

**IV-6 Schéma statique de la poutrelle (Étages courant) :**

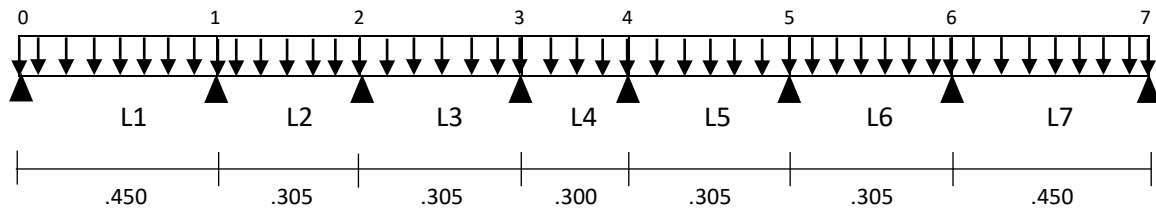


Figure IV-9 :Poutrelle sur 8 appuis

**IV-6-1 Calcul des poutrelles :**

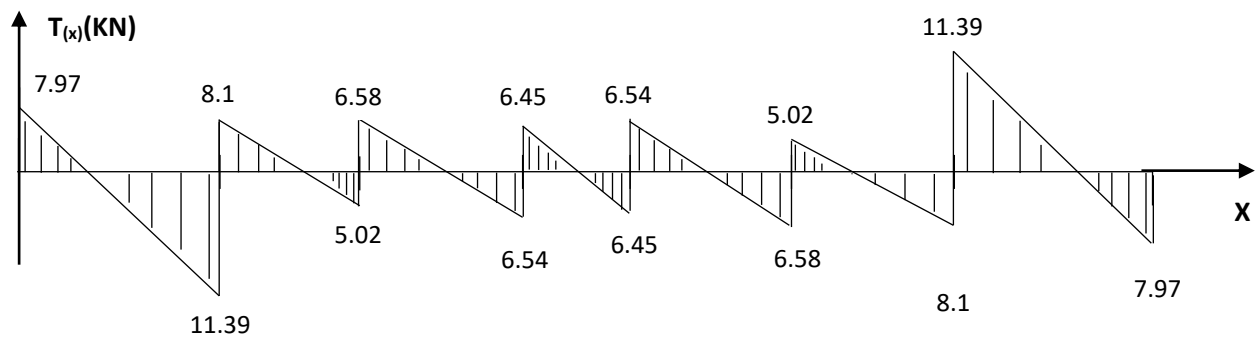
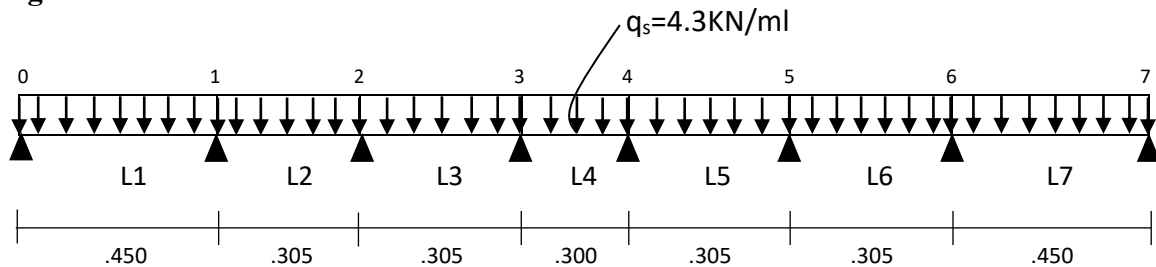
**IV-6-1-1 Calcul à l'ELS :**

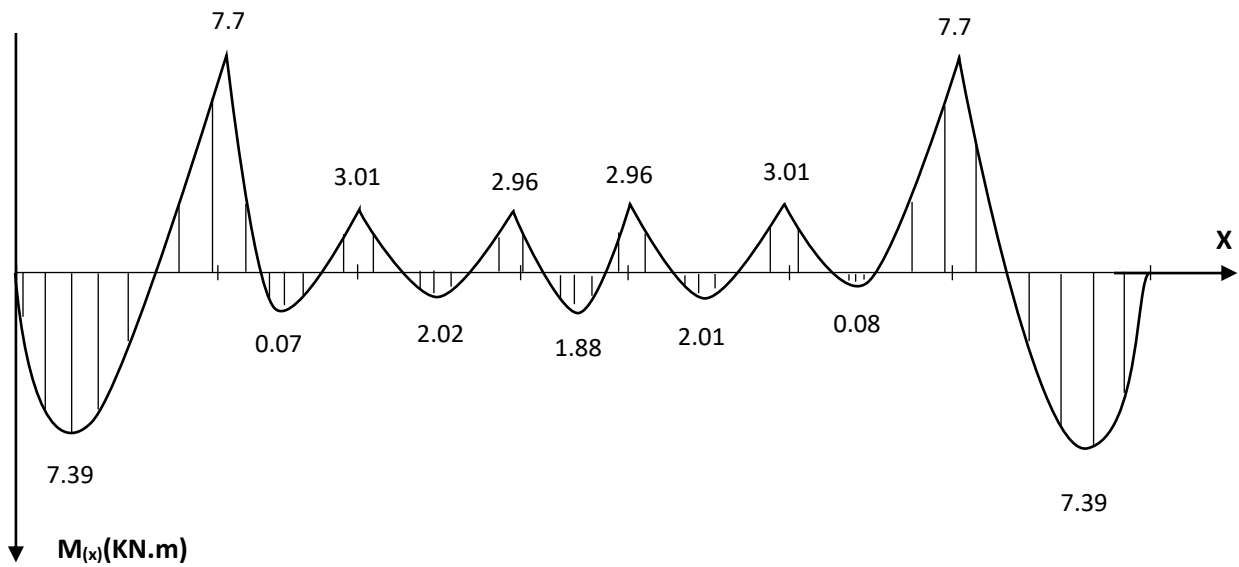
ELS = P = G + Q = 3.32 + 0.98 = 4.3 KN/ml

Appuis	0	1	2	3	4	5	6	7
Travées	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	
Longueur	4.5	3.05	3.05	3.00	3.05	3.05	4.5	
L' <sub>w</sub> /L' <sub>e</sub>	4.5	2.44	2.44	2.4	2.44	2.44	4.5	
P <sub>w</sub> /P <sub>e</sub>	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	
M <sub>a</sub>	0	-7.7	-3.01	-2.96	-2.96	-3.01	-7.7	0
Δt	-1.71	1.54	0.02	0	-0.02	-1.54	1.71	
T <sub>i</sub>	7.97	8.1	6.58	6.45	6.54	5.02	11.39	
		-11.39	-5.02	-6.54	-6.45	-6.58	-8.1	-7.97
M <sub>t</sub>	7.39	-0.07	2.02	1.88	2.01	-0.08	7.39	

Tableau IV-1 Récapitulatif à l'ELS

**Diagramme des sollicitations à l'ELS :**





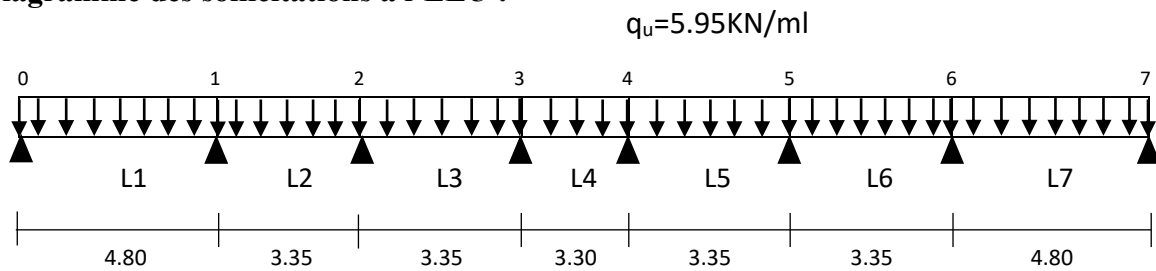
**IV-6-1-2-Calcul à l'ELU :**

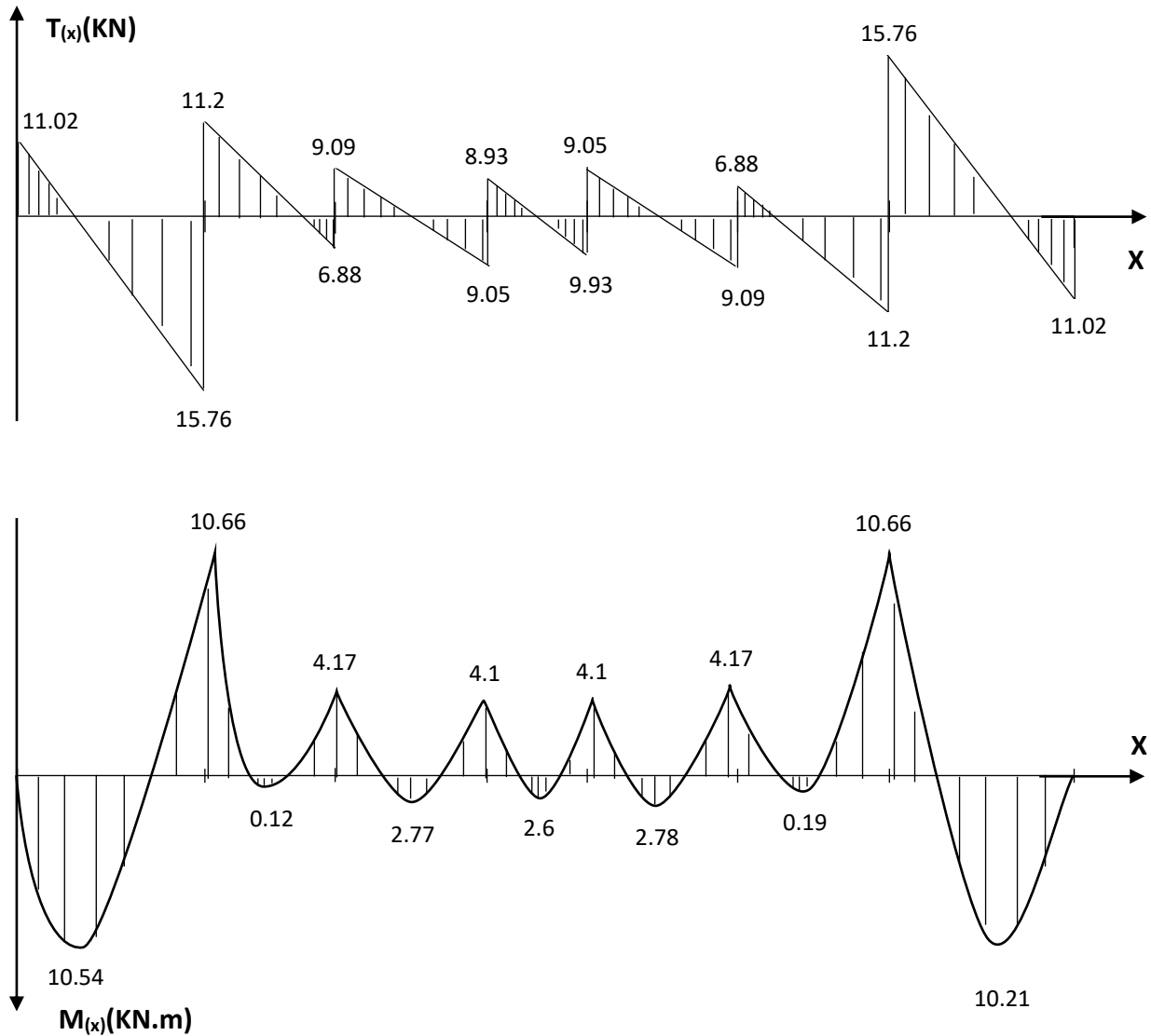
$ELU = P = 1.35G - 1.5Q = 1.35(3.32) + 1.5(0.98) = 5.95\text{KN/ml}$

Appuis	0	1	2	3	4	5	6	7
Travées	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	
Longueur	4.5	3.05	3.05	3.00	3.05	3.05	4.5	
$L'_w/L'_e$	4.5	2.44	2.44	2.4	2.44	2.44	4.5	
$P_w/P_e$	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	
$M_a$	0	-10.66	-4.17	-4.1	-4.1	-4.17	-10.66	0
$\Delta t$	-2.37	2.13	0.02	0	-0.02	-2.13	2.37	
$T_i$	11.02 -15.76	11.2 -6.88	9.09 -9.05	8.93 -8.93	9.05 -9.09	6.88 -11.2	15.76 -11.02	
$M_t$	10.54	-0.12	2.77	2.6	2.78	-0.19	10.21	

Tableau IV-2 Récapitulatif à l'ELU

**Diagramme des sollicitations à l'ELU :**





#### IV-7 Calcul des armatures à ( ELU ) :

##### a) Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

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

##### En travées :

(  $M_{\text{tmax}} = 10.54 \text{ KN.m}$  )

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

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KM.m}$$

$M_{\max}^t = 10.54 \text{ KN.m} < M_0$  ---> L axe neutre est dans la table de compression Donc on calcule une section rectangulaire (b = 65cm et h = 20cm)

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.54 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.04$$

$$\mu = 0.04 < \mu_L = 0.392 \text{ ---> S.S.A}$$

$$\mu = 0.04 \text{ ---> } \beta = 0.9796$$

$$A_U = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{10.54 \times 10^5}{0.9796 \times 18 \times 400 / 1.15 \times 10^2} = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :** (  $M_{\max}^a = 10.66 \text{ KN.m}$  )

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{10.66 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.19$$

$$\mu = 0.19 < \mu_L = 0.392 \text{ ---> S.S.A d'où : } \mu = 0.19 \text{ --> } \beta = 0.9050$$

$$A_u = \frac{M_{\max}^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.66 \times 10^5}{0.9050 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des armatures longitudinales (Art .A.5.1.22.BAEL91) :**

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

$$S_t \leq \min (16.2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm ---> } S_t = 15 \text{ cm}$$

**b) Armatures transversales (Art .A.7.2.2/BAEL91):**

$$\phi_t = \min (h / 35 , b_0 / 10 , \phi_1)$$

$$\phi_t = \min \left( \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1.0 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\phi 6$

**IV-7-1- Vérification à l'ELU:**

**a) Condition de non fragilité :**

$$\text{En travée : } A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t26} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow (cv)$$

**Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t26} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow (cv)$$

**b) Vérification de l'effort tranchant : (  $V_{\max}^u = 15.76 \text{ KN}$  )**

$$\tau_u = V_{\max}^u / b_0 d = 15.76 \times 10^3 / 120 \times 180 = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.73 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow (cv)$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \text{ Avec : } \tau_{se} = V_v / 0.9d \sum u_i$$

$$\text{pour } \sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.76 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 100.48} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow (cv)$$

**d) L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5. 1. 313)****Sur le béton:**

$$V_u < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 b_0$$

$$V_u = 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} 0.9 \times 0.18 \times 0.10 = 108 \text{ KN}$$

$$V_u = 15.76 \text{ KN} < \bar{V}_u = 108 \text{ KN}$$

**Sur l'acier :**

$$A_u \geq \frac{1.15}{f_u} \left( V_u + \frac{M_{\max}^a}{0.9d} \right)$$

$$A_u \geq \frac{1.15}{400} \left( -15.76 + \frac{-10.66}{0.9 \times 18} \right) = -0.05 < 0$$

---> Les armatures calculées sont suffisantes.

**e) l'ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 1.2 = 2.83 \text{ MPa}, \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1.0 \times \frac{400}{4 \times 2.83} = 35.34 \text{ cm}$$

La longueur de scellement droit :

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :  $L_c = 0.4 \times L_s = 14.14 \text{ cm}$

**IV-7-2 Vérification à l'ELS :****a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

**b) Etat limite de résistance à la compression du béton :**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \text{ avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \text{ avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

**En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \rightarrow \begin{cases} k_1 = 20.27 \\ K = \frac{1}{k_1} = 0.049 \\ \beta_1 = 0.8583 \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{7.39 \times 10^6}{0.8583 \times 18 \times 2.26 \times 10^3} = 211.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 10.37 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Cv}) .$$

**Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \rightarrow \begin{cases} k_1 = 20.27 \\ K = \frac{1}{k_1} = 0.049 \\ \beta_1 = 0.8583 \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{7.7 \times 10^6}{0.8583 \times 18 \times 2.26 \times 10^3} = 220.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 10.81 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Cv}) .$$

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

$$f_v = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $E_v$  = module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$I_0$  = moment d'inertie total de la section homogénéisée ( $n=15$ ) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 + A's \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right] = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times \left[ 2.26 \left( \frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 45502.93 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.0019$$

$\rho$  = le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0022 \times 5} = 3.82$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \text{ avec } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{65 \times 18} = 0.193 \rightarrow \beta_1 = 0.9287$$

$$\sigma_s = \frac{7.7 \times 10^6}{0.9287 \times 180 \times 2.26 \times 10^2} = 203.81 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0 \text{ d'où ; } I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 50053.22 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{7.7 \times 10^6 \times 4500^2}{10 \times 10818.86 \times 50053.22 \times 10^4} = 2.88 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 9 \text{ mm}$$

-----> La flèche est vérifiée

#### IV-8 Statique de la poutrelle (terrasse inaccessible) :

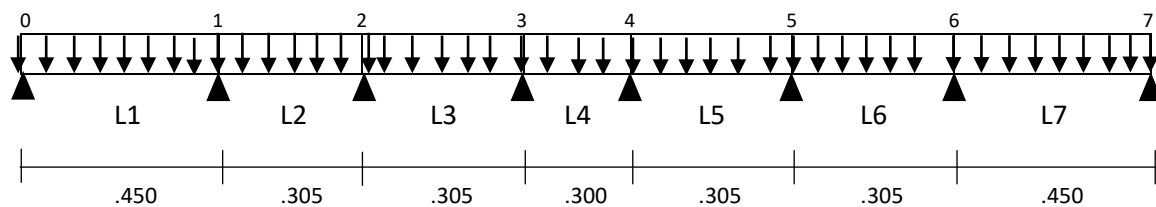


Figure IV-10 : Poutrelle sur 8 appuis

#### IV-8-1 Calcul des poutrelles :

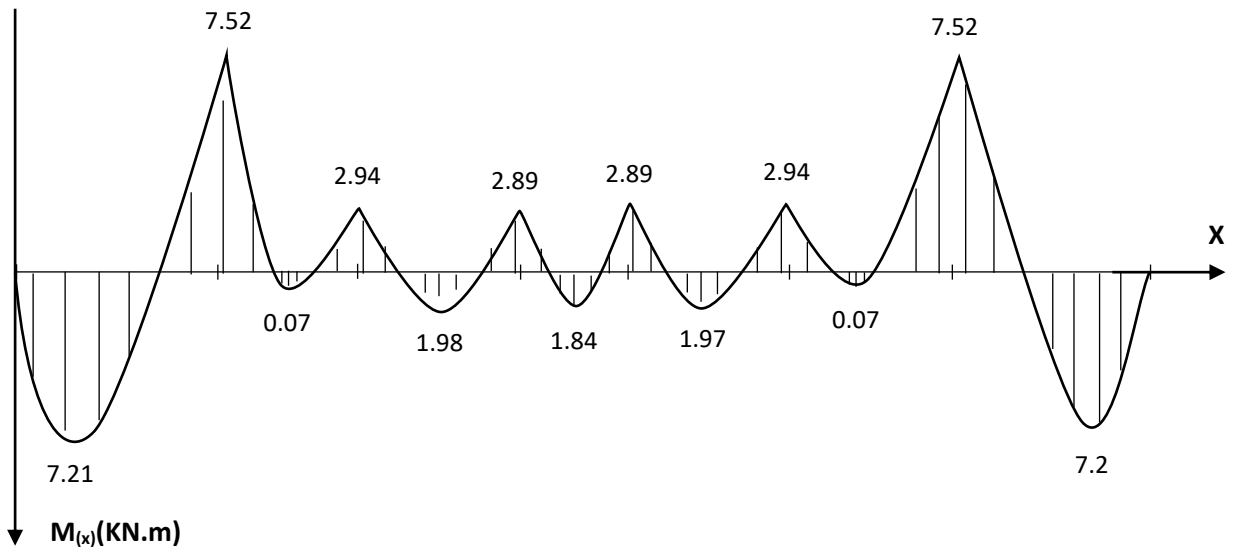
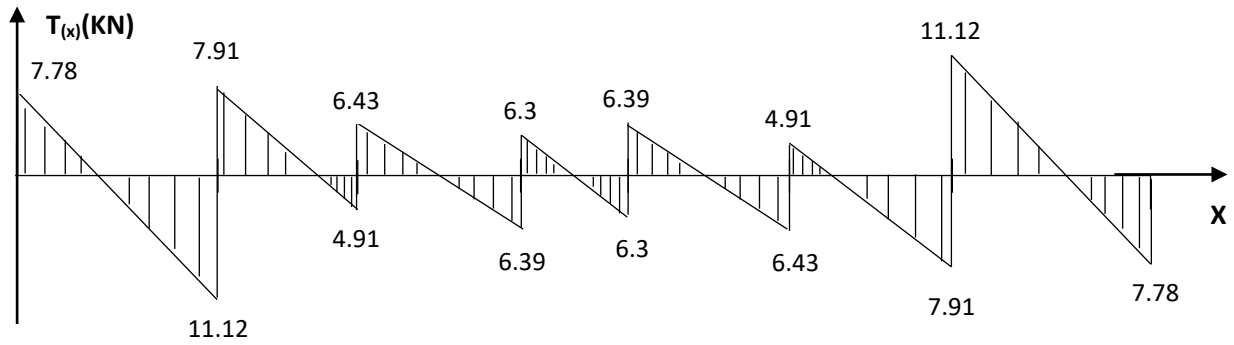
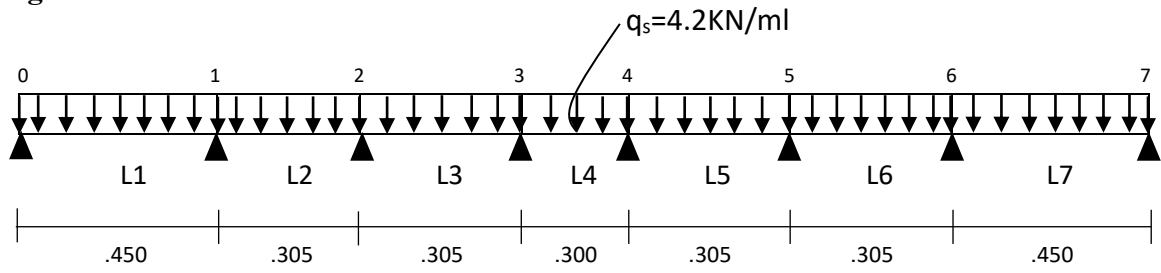
##### IV-8-1-1 Calcul à l'ELS :

$$\text{ELS} = P = G + Q = 3.55 + 0.65 = 4.2 \text{ KN/ml}$$

Appuis	0	1	2	3	4	5	6	7
Travées	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	
Longueur	4.5	3.05	3.05	3.00	3.05	3.05	4.5	
L'w/ L'e	4.5	2.44	2.44	2.4	2.44	2.44	4.5	
Pw/ Pe	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	
Ma	0	-7.52	-2.94	-2.89	-2.89	-2.94	-7.52	0
Δt	-1.67	1.5	0.02	0	-0.02	-1.5	1.67	
Ti	7.78	7.91	6.43	6.3	6.39	4.91	11.12	
	-11.12	-4.91	-6.39	-6.3	-6.43	-7.91	-7.78	
Mt	7.21	-0.07	1.98	1.84	1.97	-0.07	7.2	

Tableau IV-3 Récapitulatif à l'ELS

**Diagramme des sollicitations à l'ELS :**



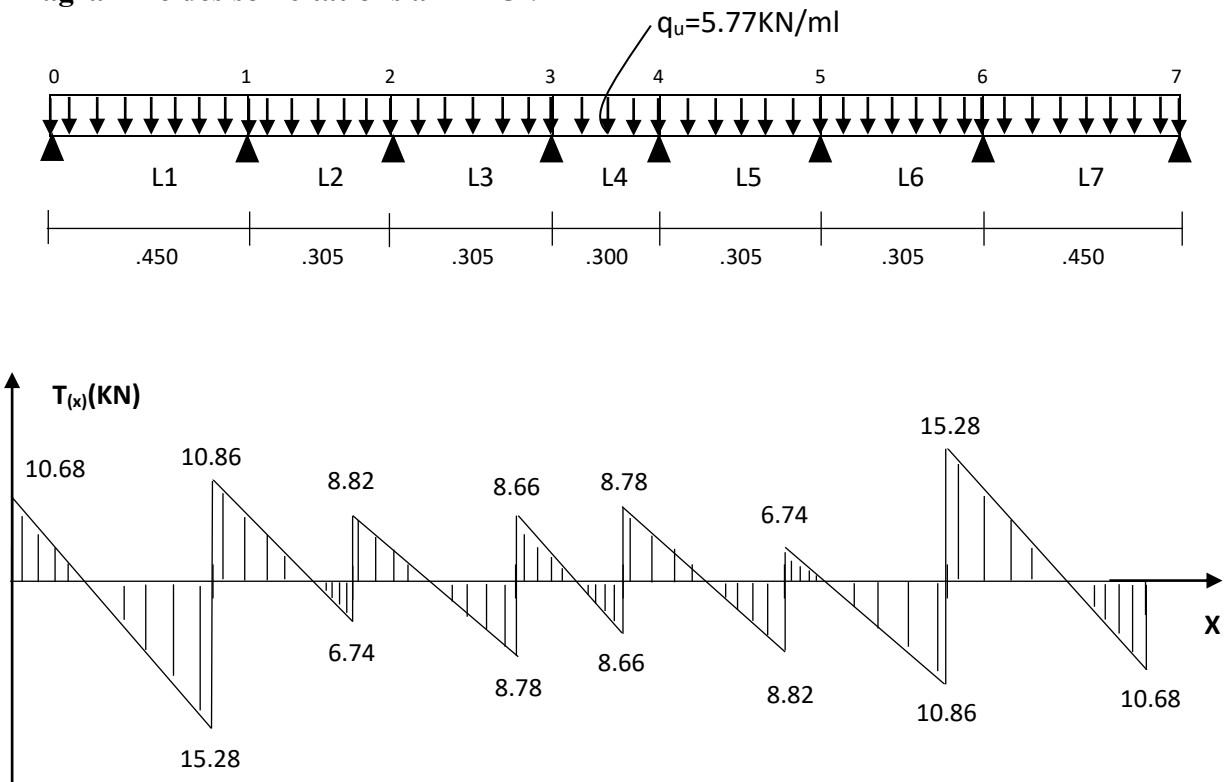
## IV-8-1-2 Calcul à l'ELU :

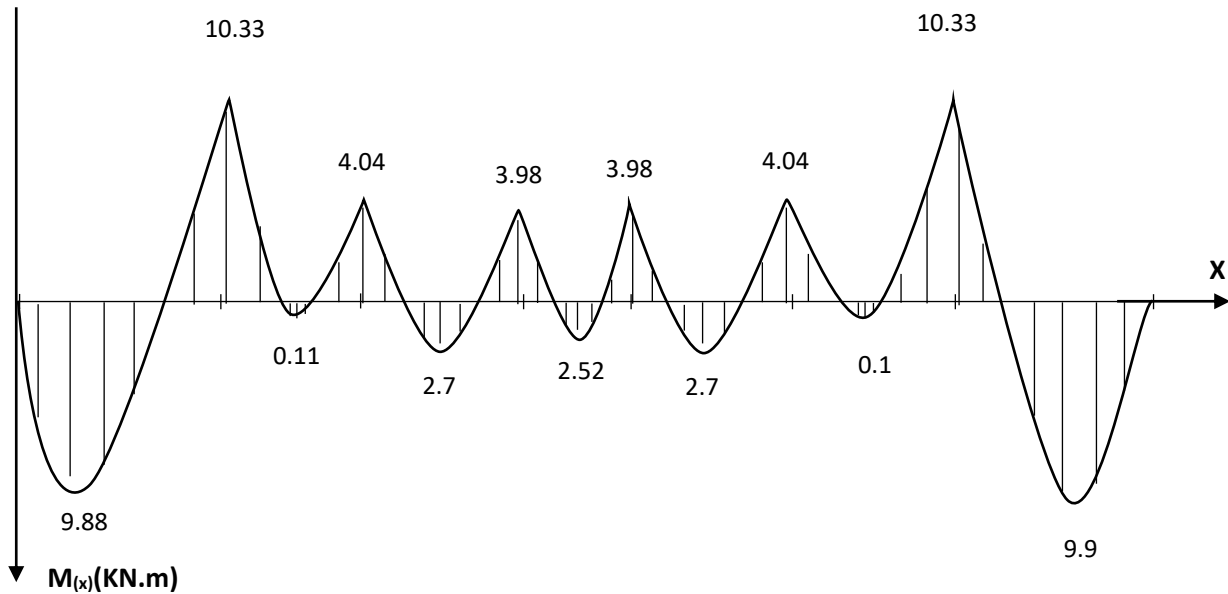
$$ELU = P = 1.35G - 1.5Q = 1.35(3.55) + 1.5(0.65) = 5.77$$

Appuis	0	1	2	3	4	5	6	7
Travées	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	
Longueur	4.5	3.05	3.05	3.00	3.05	3.05	4.5	
$L'_w/L'_e$	4.5	2.44	2.44	2.4	2.44	2.44	4.5	
$P_w/P_e$	5.77	5.77	5.77	5.77	5.77	5.77	5.77	
$M_a$	0	-10.33	-4.04	-3.98	-3.98	-4.04	-10.33	0
$\Delta t$	-2.3	2.06	0.02	0	-0.02	-2.06	2.3	
$T_i$	10.68	10.86	8.82	8.66	8.78	6.74	15.28	
	-15.28	-6.74	-8.78	-8.66	-8.82	-10.86	-10.68	
$M_t$	9.88	-0.11	2.7	2.52	2.7	-0.1	9.9	

Tableau IV-4 Récapitulatif à l'ELU

## Diagramme des sollicitations à l'ELU :





#### IV-9-Calcul des armatures à ( ELU ) :

##### a) Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

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

##### En travées :

(  $M_{\text{max}}^t = 9.9 \text{ KN.m}$  )

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

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KM.m}$$

$M_{\text{max}}^t = 9.9 \text{ KN.m} < M_0$  ---> L'axe neutre est dans la table de compression Donc on calcule une section rectangulaire ( $b = 65\text{cm}$  et  $h = 20\text{cm}$ )

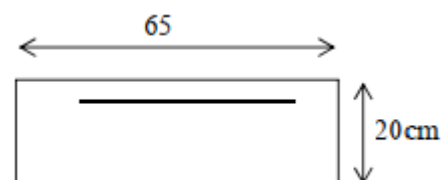
$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.9 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.03$$

$$\mu = 0.03 < \mu_L = 0.392 \text{ ---> S.S.A}$$

$$\mu = 0.03 \text{ ---> } \beta = 0.9848$$

$$A_U = \frac{M_{\text{max}}^t}{\beta \times d \times f_{e} / \gamma_s} = \frac{9.9 \times 10^5}{0.9848 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.61 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$



**Aux appuis :**

$$(M_{\max}^a = 10.33 \text{ KN.m})$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0=12\text{cm}$  et de hauteur  $h=20\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{10.33 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.19$$

$$\mu = 0.19 < \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A d'où : } \mu = 0.19 \rightarrow \beta = 0.9050$$

$$A_u = \frac{M_{\max}^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.33 \times 10^5}{0.9050 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

**• Espacement des armatures longitudinales : (Art.A.5.1.22.BAEL91) :**

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

$$S_t \leq \min(16.2\text{cm}, 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**b) Armatures transversales : (Art.A.7.2.2/BAEL91):**

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.0\right) = 0.57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\phi 6$

**IV-9-1 Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité :**

**En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t26} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow (cv)$$

**Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t26} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow (cv)$$

**b) Vérification de l'effort tranchant :**

$$(V_{\max}^u = 15.28 \text{ KN})$$

$$\tau_u = V_{\max}^u / b_0 d = 15.28 \times 10^3 / 120 \times 180 = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.71 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow (cv)$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa Avec : } \tau_{se} = V_v / 0.9d \sum u_i$$

$$\text{pour } \sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.28 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 100.48} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow (cv)$$

#### d) L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5. 1. 313)

Sur le béton:

$$V_u < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 b_0$$

$$V_u = 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} 0.9 \times 0.18 \times 0.10 = 108 \text{ KN}$$

$$V_u = 15.28 \text{ KN} < \bar{V}_u = 108 \text{ KN}$$

Sur l'acier :

$$A_u \geq \frac{1.15}{f_u} \left( V_u + \frac{M_{\max}^a}{0.9d} \right)$$

$$A_u \geq \frac{1.15}{400} \left( -15.28 + \frac{-10.33}{0.9 \times 18} \right) = -0.05 < 0$$

---> Les armatures calculées sont suffisantes.

#### e) l'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 1.2 = 2.83 \text{ MPa}, \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1.0 \times \frac{400}{4 \times 2.83} = 35.34 \text{ cm}$$

La longueur de scellement droit :

$$\text{La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : } L_c = 0.4 \times L_s = 14.14 \text{ cm}$$

### IV-9-2 Vérification à l'ELS :

#### a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

#### b) Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \text{ avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

**En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \rightarrow \begin{cases} k_1 = 20.27 \\ K = 1/k_1 = 0.049 \\ \beta_1 = 0.8583 \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{7.21 \times 10^6}{0.8583 \times 18 \times 2.26 \times 10^3} = 206.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 10.12 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Cv}) .$$

**Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \rightarrow \begin{cases} k_1 = 20.27 \\ K = 1/k_1 = 0.049 \\ \beta_1 = 0.8583 \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{7.52 \times 10^6}{0.8583 \times 18 \times 2.26 \times 10^3} = 215.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 10.55 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Cv}) .$$

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

$$f_v = \frac{M t_s l^2}{10 E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $E_v$  = module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f c_{28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$I_0$  = moment d'inertie total de la section homogénéisée ( $n=15$ ) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 + A's \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right] = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times \left[ 2.26 \left( \frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 45502.93 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.0019$$

$\rho$  = le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure(% d'armature)

$$\lambda_w = \frac{0.02ft_{28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0017 \times 5} = 4.94$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \text{ avec } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{65 \times 18} = 0.193 \rightarrow \beta_1 = 0.9287$$

$$\sigma_s = \frac{7.52 \times 10^6}{0.9287 \times 180 \times 2.26 \times 10^2} = 199.05 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75ft_{28}}{4\rho\sigma_s + ft_{28}} ; 0 \right\} = 0 \text{ d'où ; } I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu} = 50053.22 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{7.52 \times 10^6 \times 4500^2}{10 \times 10818.86 \times 50053.22 \times 10^4} = 2.82 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 9 \text{ mm}$$

-----> **La flèche est vérifiée**

# **Chapitre V**

Etude sismique

**V-1-Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les Roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre lorsque les contraintes dépassent un certain seuil une rupture d'équilibre se produit et donne une naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et Sont plus ou moins amplifiés dans la structure, Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

**V-2-Objectifs de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres qui sont obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amortie.

Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure est souvent très complexe et demande un calcul très Fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait appel à des modélisations qui permettent de Simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

**V-3- Choix de la méthode de calcul :**

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.

---

- la méthode d'analyse dynamique par accélé-logramme

### **V-3-1- Présentation de méthode statique équivalente :**

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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

### **V-3-2- Présentation de méthode modale spectrale :**

La méthode modale spectral est la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures ; elle est caractérisée par :

-la définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul.

-l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :

-l'établissement d'une bonne modélisation.

-le choix judicieux des modes à retenir.

-la connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des Composantes, la règle quadratique ne doit pas être considérée comme ayant une valeur universelle.

## **V-4- Modélisation de la structure :**

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **ROBOT** est nécessaire .

### **V-4-1- Modélisation des éléments structuraux :**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre «*frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.

Les voiles ont été modélisés par des éléments coques «*Shell* » à quatre nœuds.

---

Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

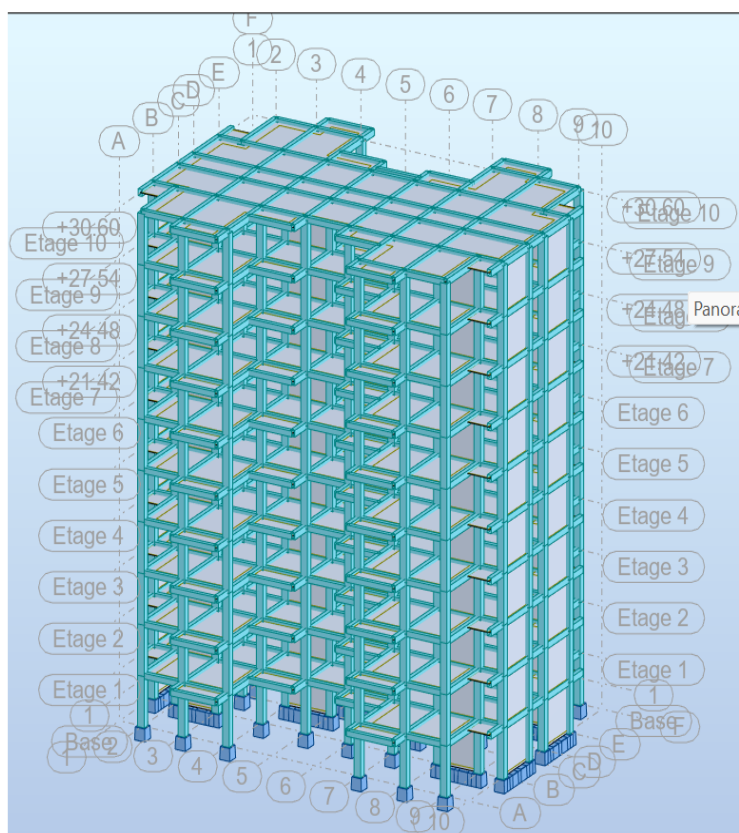


Figure V-1-Modélisation de la structure par ROBOT.

#### a)-Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta_{QRPA99/Version2003}$  (dans notre cas  $\beta = 0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5t/m^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

#### b)- Nombre de mode à prendre en compte :

D'après les **RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a)** pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

### c)- Disposition des voiles :

Pour chercher la meilleure solution d'emplacement des voiles dans la structure, et pour but d'avoir une petite valeur de l'excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité) pour éviter le problème de la torsion, une variante de la disposition des voiles a été proposé, On doit vérifier les conditions données par le **RPA** version 2003, à savoir :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

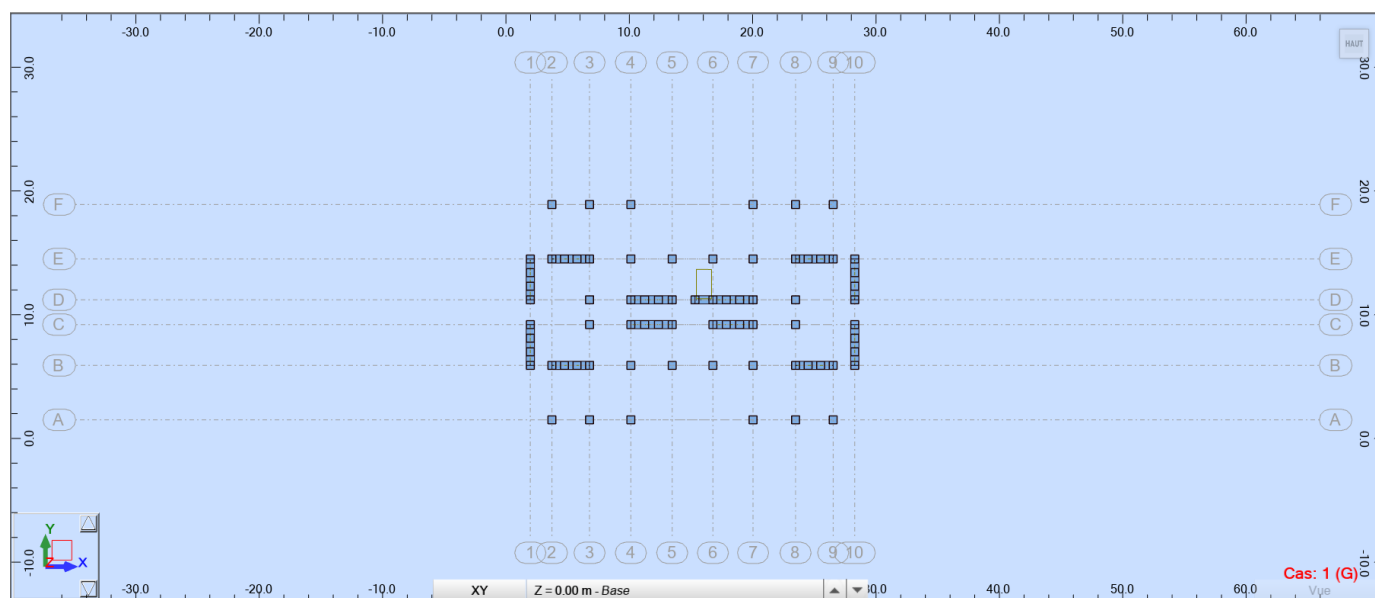


Figure V-2-La disposition des voiles proposés.

**e)- Spectre de calcul :**

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans **L'article 4.3.3 du RPA 99 / version 2003**

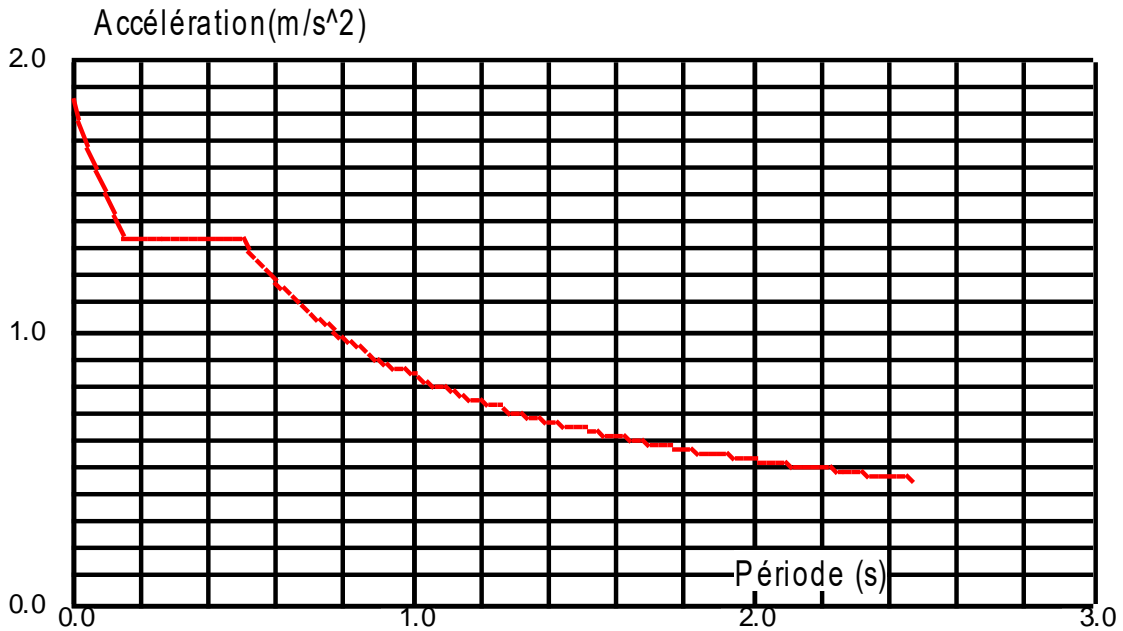


Figure V-3-Spectre de calcul selon VX

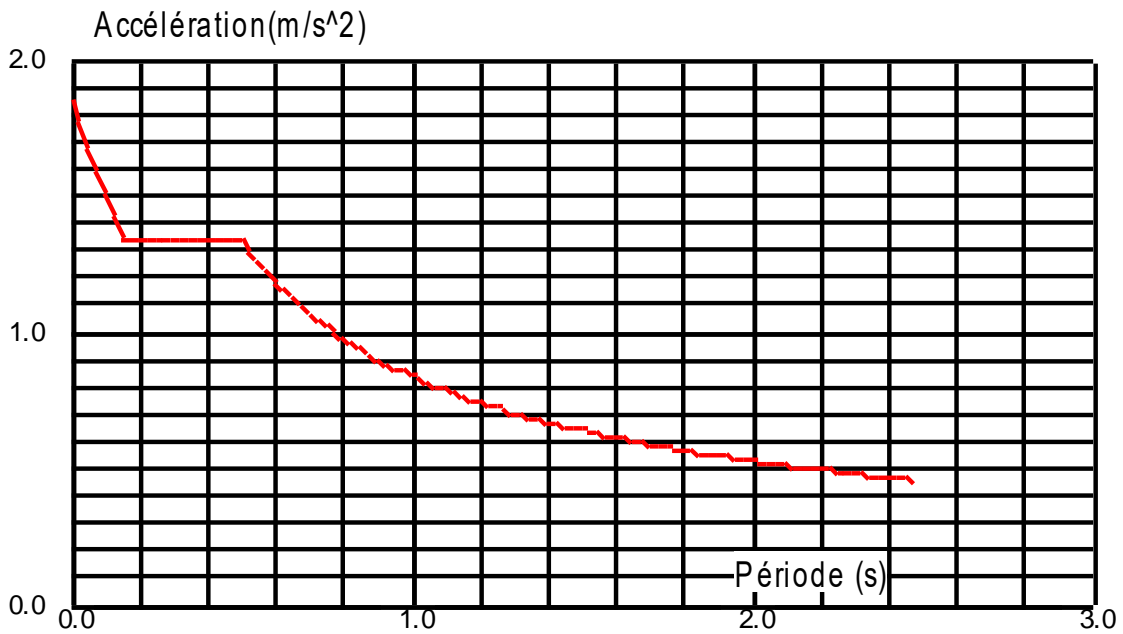


Figure V-4-Spectre de calcul selon VY

## V-5- Caractéristique de la structure :

### V-5-1- Poids totale de la structure :

Le poids de la structure  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau ( $i$ ).

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau ( $i$ ):

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

-  $W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanent et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

-  $W_{Qi}$ : charges d'exploitation.

-  $\beta$ : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5.

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation et commerciale :  $\beta = 0,20$

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]
5/ 1	Etage 1	547310.94
5/ 2	Etage 2	547310.94
5/ 3	Etage 3	547310.94
5/ 4	Etage 4	547331.65
5/ 5	Etage 5	547310.94
5/ 6	Etage 6	547310.94
5/ 7	Etage 7	547310.94
5/ 8	Etage 8	547310.94
5/ 9	Etage 9	547310.94
5/ 10	Etage 10	484010.13

Tableau V-1- Poids de chaque étage.

### V-5-2- Le centre de gravité des masses :

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.) Les éléments suivants seront pris en consideration :

- ✓ Les planchers (dalles).
- ✓ Les voiles.
- ✓ Les poutres.
- ✓ Les poteaux.
- ✓ Les escaliers.

### V-5-3- Le centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment.

Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux et des poutres. Deux cas de figure peuvent se présenter à nous :

Le centre gravité des masses et le centre de torsion sont confondus. Les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'un mouvement de translation.

Le centre gravité des masses est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure subie une translation et une rotation simultanément.

### V-5-4- Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle :

**-L'excentricité théorique :** c'est celle calculée précédemment

$$e_{xth} = XG - XC.$$

$$e_{yth} = YG - YC$$

**-L'excentricité accidentelle :**

Fixée par le **RPA 99/Version 2003** à :  $\pm 5\%$  L.

Sens X :  $e_{ax} = 0.05 L_x$  avec :  $L_x = 26.60m$

$$e_{ax} = 1,32m.$$

Sens Y :  $e_{ay} = 0.05 L_y$  avec :  $L_y = 20.40 m$

$$e_{ay} = 1.02m.$$

Niveau	Centre des masses [ROBOT]		centre de rigidité [ROBOT]		excentricité théorique		excentricité accidentelle	
	X <sub>CM</sub> [m]	Y <sub>CM</sub> [m]	X <sub>R</sub> [m]	Y <sub>R</sub> [m]	e <sup>thé</sup> <sub>x</sub> [m]	e <sup>thé</sup> <sub>y</sub> [m]	e <sup>acc</sup> <sub>x</sub> [m]	e <sup>acc</sup> <sub>y</sub> [m]
R+9	15.13	10.22	15.13	10.20	0.00	0.02	1.32	1.02
R+8	15.12	10.24	15.13	10.22	0.01	0.02	1.32	1.02
R+7	15.12	10.24	15.13	10.22	0.01	0.02	1.32	1.02
R+6	15.12	10.24	15.13	10.22	0.01	0.02	1.32	1.02
R+5	15.12	10.24	15.13	10.22	0.01	0.02	1.32	1.02
R+4	15.12	10.24	15.13	10.22	0.01	0.02	1.32	1.02
R+3	15.12	10.24	15.13	10.22	0.01	0.02	1.32	1.02
R+2	15.12	10.24	15.13	10.22	0.01	0.02	1.32	1.02
R+1	15.12	10.24	15.13	10.22	0.01	0.02	1.32	1.02
RDC	15.12	10.24	15.13	10.22	0.01	0.02	1.32	1.02

Tableau V-2- Valeur de centre ( masse + rigidité )

et l'excentricité ( théorique + accidentelle ).

Selon le tableau : 
$$\begin{cases} e_{xthé} = 0.01m < e_{xacc} = 1.32m \dots\dots CV \\ e_{ythé} = 0.02m < e_{yacc} = 1.02m \dots\dots CV \end{cases}$$

## V-6- Résultat de l'analyse modale :

### V-6-1- Charge sismique :

En Algérie le spectre de réponse est défini par le code parasismique Algérien **RPA2003**. L'action sismique est déterminée par un programme de calcul du spectre de repense celui conçu par **CGS**. Pour faire le calcul on va introduire les coefficients suivants demandés par le programme :

**A** : coefficient d'accélération de zone (RPA 2003 tableau 4-1) (Dans notre cas on a la zone 2a ,groupe d'usage2)⇒**A=0,15**

**R**:coefficient de comportement globale de la structure (RPA 2003 tableau 4-3)

Portiques contreventés par des voiles  $\Rightarrow 4b \Rightarrow R=4$

$\xi(\%)$ :Pourcentage d'amortissement critique(RPA2003 tableau4-2)

$\xi(\%)=10\%$

**T2**:période caractéristique associée à la catégorie du site considéré (RPA 2003 tableau 4-7)

$C_T=0,05; T_1=0,15\text{sec}$

$T_2=0,5\text{sec} \Rightarrow$ catégorie du site sol meuble  $S_3$

**Q** :facteur de qualité .

$$Q = 1 + \sum P_a^6$$

Avec:  $p_q$ : pénalité qui dépend de l'observation ou non de critère de qualité .

$\Rightarrow$  **SensX**:

Critère q	Pénalité $p_q$
Condition minimale des files porteuses	0 ,05
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

**Tableau V-3- La valeur de facteur de qualité.**

$$Q=1+(0.05+0.05+0+0.05+0+0)$$

$$Q=1.15$$

⇒ Sens Y :

Critère q	Pénalité p <sub>q</sub>
Condition minimale des files porteuses	0.05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Tableau V-4- La valeur de facteur de qualité.

$$Q=1+(0,05+0+0+0,05+0+0)$$

$$Q=1,15$$

**V-6-2- Les modes propres :**

A comparaison entre les résultat de bâtiment sans voile et avec voile :

**1- les résultat de bâtiment sans voile :****a)- Les périodes avec La mass modale et cumulées:**

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	1.26	23.23	20.99	23.23	20.99	4800122.54	4800122.52
5/ 2	1.2	74.46	44.28	51.23	23.29	4800122.54	4800122.52
5/ 3	1.12	78.87	79.56	4.41	35.28	4800122.54	4800122.52
5/ 4	0.41	81.08	82.82	2.22	3.26	4800122.54	4800122.52
5/ 5	0.39	88.42	85.83	7.33	3.01	4800122.54	4800122.52
5/ 6	0.36	89.32	90.29	0.91	4.46	4800122.54	4800122.52
5/ 7	0.23	89.87	91.52	0.55	1.22	4800122.54	4800122.52
5/ 8	0.22	92.49	92.69	2.62	1.18	4800122.54	4800122.52
5/ 9	0.21	93.19	93.94	0.7	1.24	4800122.54	4800122.52
5/ 10	0.16	93.38	94.82	0.19	0.88	4800122.54	4800122.52
5/ 11	0.15	94.4	95.62	1.02	0.8	4800122.54	4800122.52
5/ 12	0.14	95.35	95.87	0.94	0.25	4800122.54	4800122.52
5/ 13	0.12	95.42	96.58	0.07	0.71	4800122.54	4800122.52
5/ 14	0.11	95.82	97.03	0.4	0.45	4800122.54	4800122.52
5/ 15	0.1	96.74	97.07	0.92	0.04	4800122.54	4800122.52

Tableau V-5- Périodes et participation massique (bâtiment sans voiles).

**b)- Vérification la période :**

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1-La valeur de la période fondamentale(T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2-La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_t h_N^{3/4} \text{ et } T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

- $h_N$ : hauteur mesurée 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 du RPA2003.

- $D$ :la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul

considérée.

« Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

⇒ **Direction x :**

$$\left. \begin{aligned} T &= 0.05 \times 30.60^{\frac{3}{4}} = 0.65 \text{sec} \\ T &= 0.09 \times 30.60 / \sqrt{26.60} = 0.53 \text{sec} \end{aligned} \right\} T_{min} = 0.53 \text{sec}$$

D'où :  $T = 1.3 \times 0.53 = 0.689 \text{sec} \leq T_{ROBOT} = 1.20 \text{sec}$  (Condition non vérifiée)

⇒ **Direction y :**

$$\left. \begin{aligned} T &= 0.05 \times 30.60^{3/4} = 0.65 \text{sec} \\ T &= 0.09 \times 30.60 / \sqrt{20.40} = 0.61 \text{sec} \end{aligned} \right\} T_{min} = 0.61 \text{sec}$$

D'où :  $T = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{sec} \leq T_{ROBOT} = 1.12 \text{sec}$  (Condition non vérifiée)

## 2- les résultat de bâtiment avec voile:

### a)- Les périodes avec La mass modale et cumulées :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.75	0.17	70.13	0.17	70.13	5409829.33	5409829.31
3/ 2	0.66	67.78	70.47	67.61	0.33	5409829.33	5409829.31
3/ 3	0.56	69.40	71.46	1.61	0.99	5409829.33	5409829.31
3/ 4	0.21	69.42	85.97	0.02	14.51	5409829.33	5409829.31
3/ 5	0.17	84.30	86.03	14.88	0.06	5409829.33	5409829.31
3/ 6	0.15	85.40	86.18	1.10	0.15	5409829.33	5409829.31
3/ 7	0.10	85.41	91.93	0.01	5.76	5409829.33	5409829.31
3/ 8	0.09	85.41	91.95	0.00	0.02	5409829.33	5409829.31
3/ 9	0.09	85.41	92.01	0.00	0.06	5409829.33	5409829.31
3/ 10	0.09	85.41	92.01	0.00	0.00	5409829.33	5409829.31
3/ 11	0.09	85.42	92.03	0.01	0.02	5409829.33	5409829.31
3/ 12	0.08	85.43	92.03	0.01	0.00	5409829.33	5409829.31
3/ 13	0.08	90.83	92.05	5.40	0.03	5409829.33	5409829.31
3/ 14	0.07	90.84	92.05	0.02	0.00	5409829.33	5409829.31
3/ 15	0.07	90.85	92.05	0.00	0.00	5409829.33	5409829.31

Tableau V-6- Périodes et participation massique(bâtiment avec voiles).

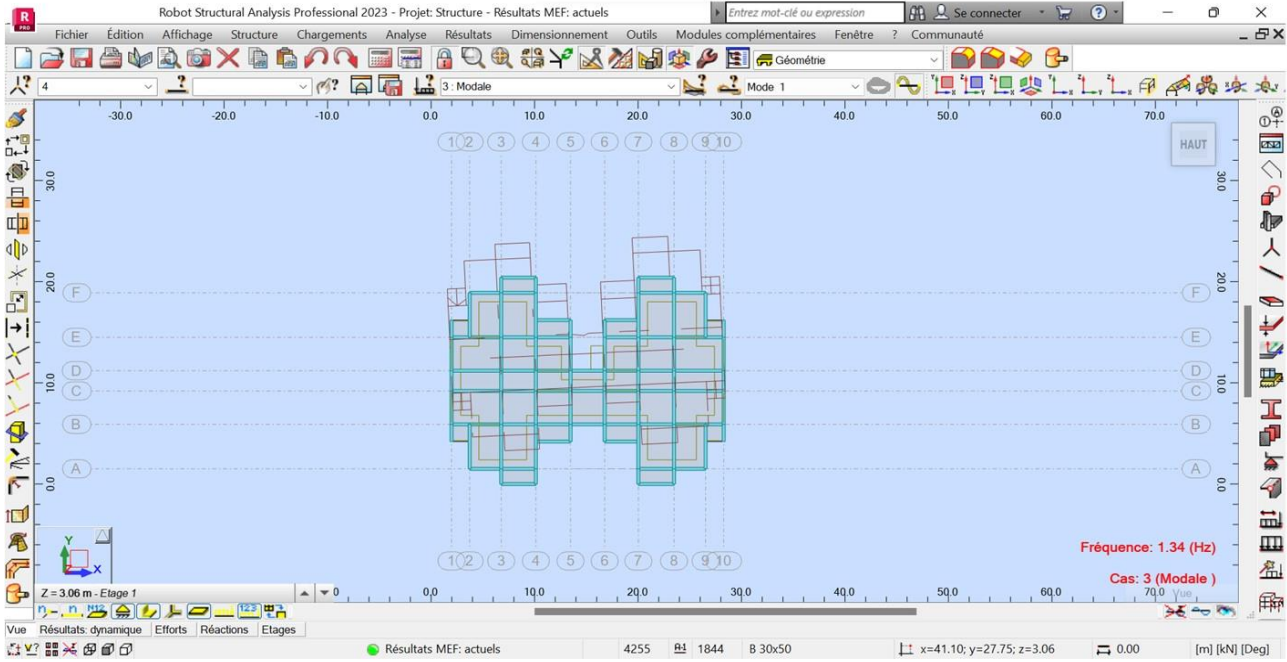


Figure V-5- Mode 1: translation suivant Y.

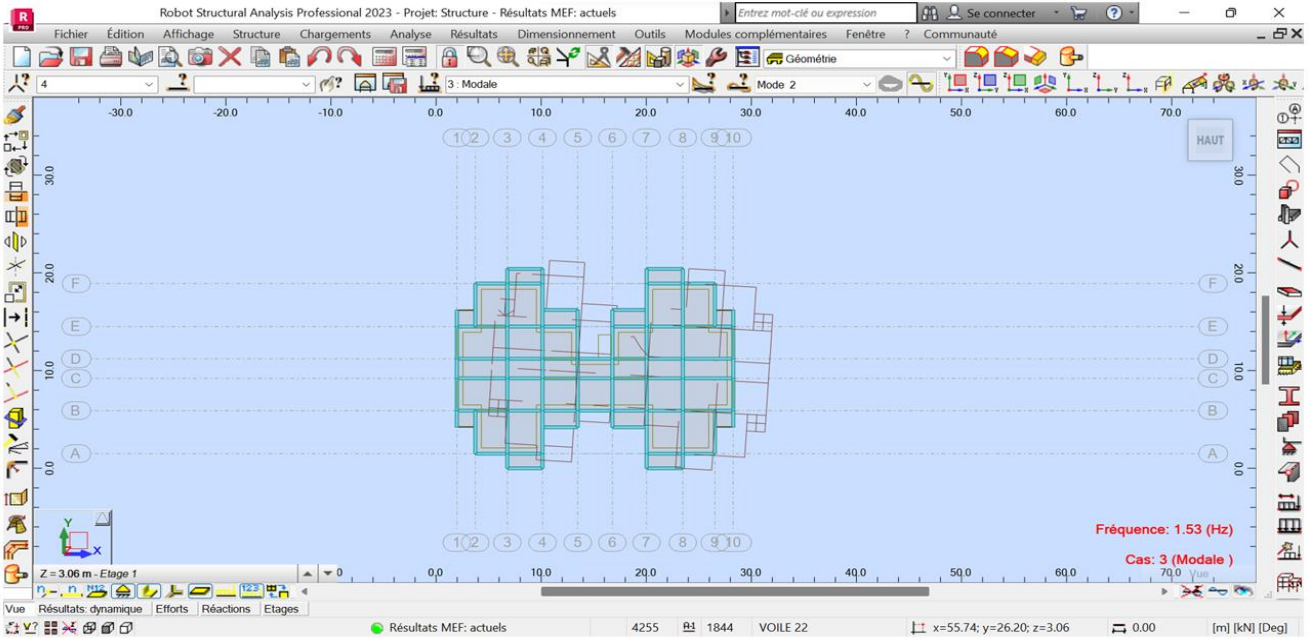


Figure V-6- Mode2 : translation suivant X.

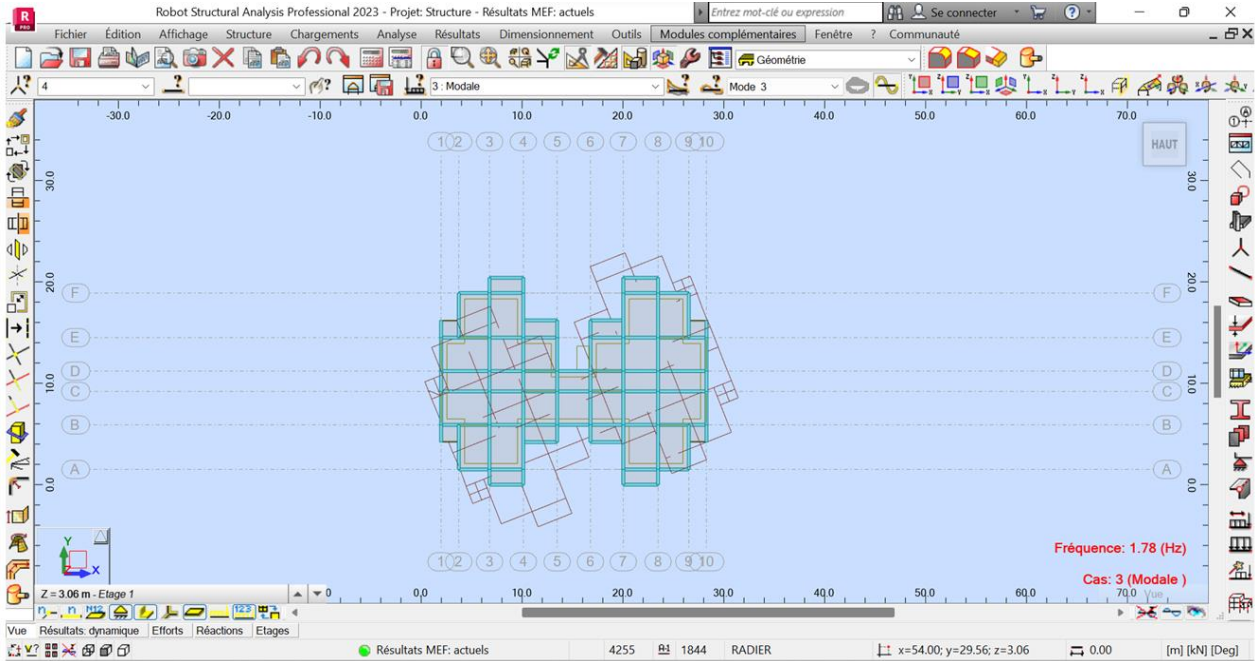


Figure V-7 Mode 3 : rotation selon Z.

**b)- Vérification la période :**

⇒ **Direction x :**

$$\left. \begin{aligned} T &= 0.05 \times 30.60^{\frac{3}{4}} = 0.65 \text{sec} \\ T &= 0.09 \times 30.60 / \sqrt{26.60} = 0.53 \text{sec} \end{aligned} \right\} T_{min} = 0.53 \text{sec}$$

D'où :  $T = 1.3 \times 0.53 = 0.689 \text{sec} \geq T_{ROBOT} = 0.66 \text{sec}$  (Condition vérifiée)

⇒ **Direction y :**

$$\left. \begin{aligned} T &= 0.05 \times 30.60^{\frac{3}{4}} = 0.65 \text{sec} \\ T &= 0.09 \times 30.60 / \sqrt{20.40} = 0.61 \text{sec} \end{aligned} \right\} T_{min} = 0.61 \text{sec}$$

D'où :  $T = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{sec} \geq T_{ROBOT} = 0.75 \text{sec}$  (Condition vérifiée)

**Remarque :**

Au début de calcul, on a pris R=4 mais les résultats trouvées ne sont pas vérifiées par l'RPA, donc on a changé sa valeur par R=3.5 puisque la charge supportée par les voiles est 34% > 20%.

**3- Vérification Effort normal réduit :**

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Où :

$N_d$ : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton .

$B_c$ : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$ : est la résistance caractéristique du béton.

$$v = \frac{1643503.37}{400 \times 500 \times 25} = 0.32 \geq 0.30 \rightarrow (\text{Condition non vérifiée})$$

$$v = \frac{1801157.13}{450 \times 550 \times 25} = 0.29 \geq 0.30 \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Alors : nous augmentons la superficie de la section ( $40 \times 50$ )  $\Rightarrow$  ( $45 \times 55$ )

**c)- Vérification des déplacements :****a)-Justification vis-à-vis des déformations:**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage (h).

**b)-Calcul des déplacements:**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{Donné par le RPA formule (4.-19)}$$

$$\delta_k \geq 1\% \times h \Rightarrow \frac{1}{100} \times 306 = 3.06 \text{ cm}$$

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R: Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" dans **VX** est égal à :

Cas/Etage	dr UX [cm]	UX [cm]	UY [cm]	dr UY [cm]
4/ 1	0.201	0.201	0.015	0.015
4/ 2	0.429	0.630	0.042	0.027
4/ 3	0.581	1.211	0.077	0.035
4/ 4	0.675	1.886	0.116	0.039
4/ 5	0.722	2.608	0.155	0.040
4/ 6	0.733	3.341	0.194	0.039
4/ 7	0.717	4.058	0.230	0.036
4/ 8	0.683	4.740	0.262	0.032
4/ 9	0.643	5.383	0.289	0.027
4/ 10	0.607	5.990	0.315	0.026

**Tableau V-7- Vérification des déplacements inter- étages sens X-X.**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" dans **VY** est égal à :

Cas/Etage	dr UX [cm]	UX [cm]	UY [cm]	dr UY [cm]
5/ 1	-0.006	-0.006	0.290	0.290
5/ 2	-0.012	-0.017	0.864	0.575
5/ 3	-0.016	-0.033	1.611	0.747
5/ 4	-0.018	-0.051	2.451	0.840
5/ 5	-0.019	-0.070	3.322	0.871
5/ 6	-0.019	-0.089	4.180	0.858
5/ 7	-0.019	-0.109	4.992	0.812
5/ 8	-0.018	-0.127	5.737	0.745
5/ 9	-0.016	-0.143	6.411	0.674
5/ 10	-0.028	-0.171	7.013	0.602

**Tableau V-8- Vérification des déplacements inter- étages sens Y-Y.**

Tout les déplacement relatif  $\leq 3.06\text{cm}$  → (Condition vérifiée)

### c)- Vérification de l'Effort tranchant a la base :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  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  $V_{MSE}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si  $V_{dyn} > 0.80V_{MSE}$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8V_{MSE}/V_{dyn}$

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

⇒ Sens xx :

$$T_x = 0.53 \text{ sec} \Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^2 = 2.12 \text{ sec}; T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec}$$

Avec  $\eta = 0.882$

$$V_x = \frac{0.15 \times 2.12 \times 1.15}{3.5} \times 54098.29 = 5652.50 \text{ KN}$$

$0.8V_x = 4522 \geq V_{dyn} = 4309.46 \Rightarrow$  (Condition non vérifiée)

$$\frac{4522}{4309.46} = 1.05$$

On a définir la direction yy dans **robot structural analysais** :

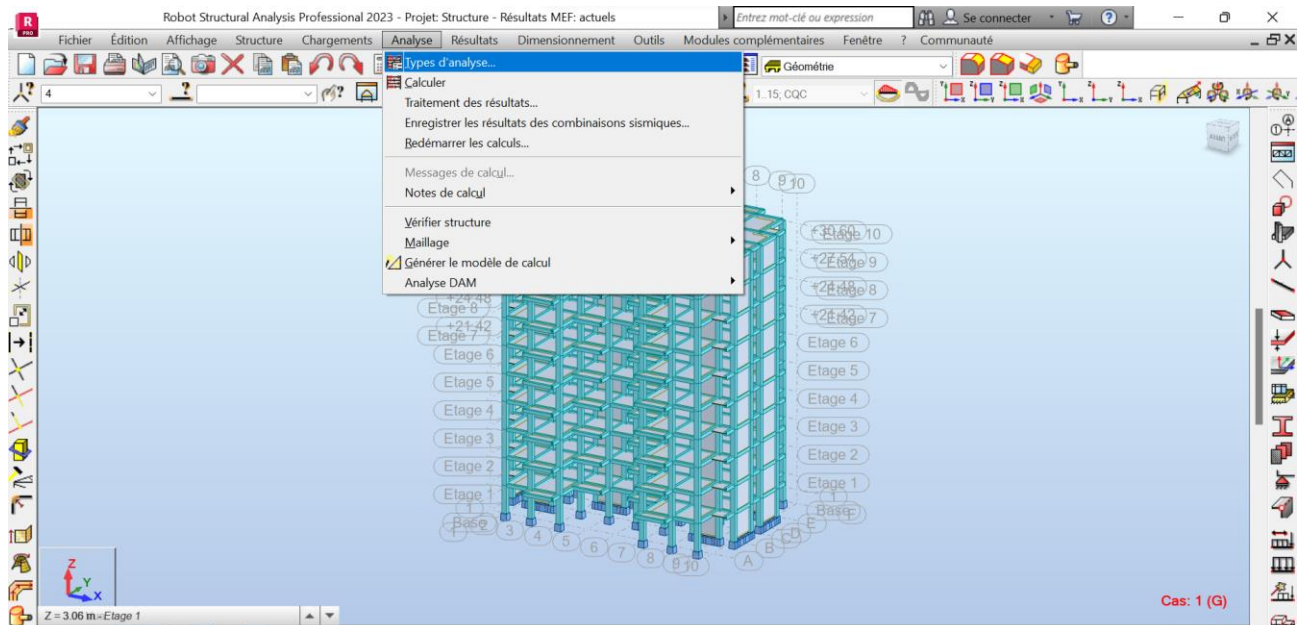
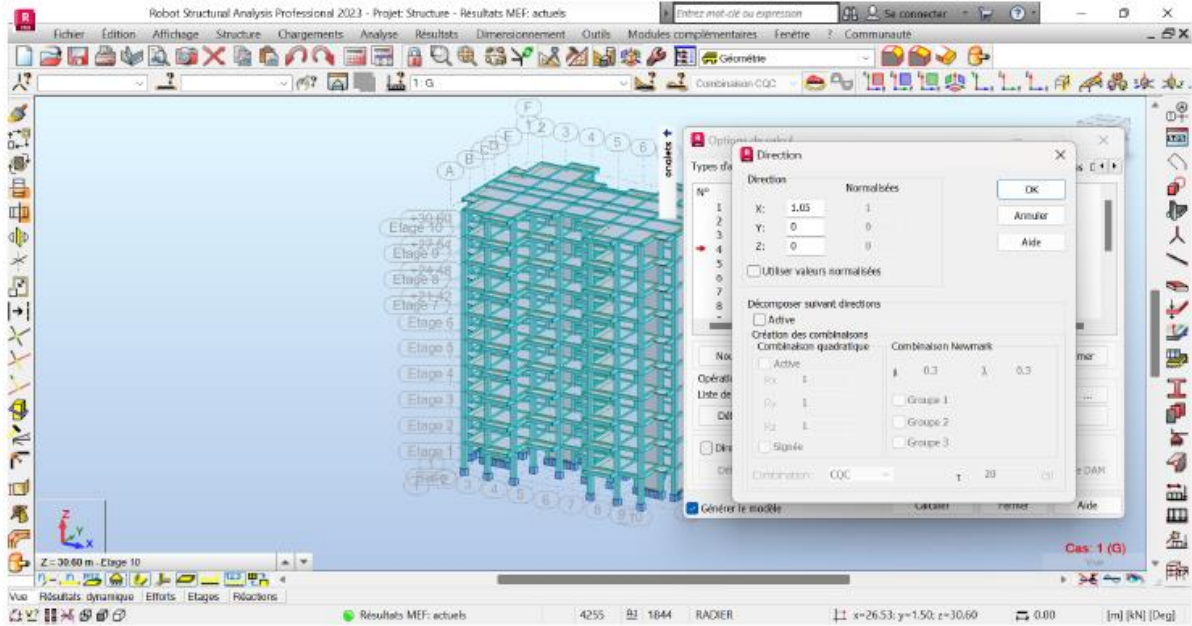


Figure V-8: Types d'analysais



FigureV-9: Définir la direction

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
2364i 4i CQC	-71.25	-0.59	309.98	1.208	-51.431	-0.001
2365i 4i CQC	-67.59	-0.50	-223.97	1.235	-51.141	0.001
2374i 4i CQC	23.69	-37.76	-20.02	1.929	-1.102	1.462
2699i 4i CQC	-78.11	-0.21	213.69	-0.640	-50.375	0.001
2660i 4i CQC	-83.71	0.27	439.67	-0.611	-50.810	0.001
2675i 4i CQC	-67.67	0.35	204.88	-0.811	-51.093	0.002
2676i 4i CQC	-72.26	0.39	-388.43	-0.750	-51.453	0.001
2979i 4i CQC	-100.45	-0.26	-567.48	0.723	-70.624	-0.005
2980i 4i CQC	-89.94	-0.45	165.14	0.779	-69.774	-0.006
2985i 4i CQC	-86.70	0.54	430.45	0.901	-69.213	0.006
2986i 4i CQC	-83.15	-0.27	261.72	0.682	-68.934	0.006
3011i 4i CQC	-95.63	-0.21	546.11	0.387	-65.272	-0.005
3012i 4i CQC	-85.03	0.23	-151.90	0.350	-64.412	-0.006
3027i 4i CQC	-81.59	0.29	405.70	-0.444	-63.967	0.006
3028i 4i CQC	-78.40	-0.17	-262.70	0.300	-63.720	0.007
3019i 4i CQC	-2.15	25.26	197.70	-12.375	-5.328	0.019
3020i 4i CQC	-1.52	32.70	248.90	-12.702	-4.785	0.007
3035i 4i CQC	-1.40	21.23	200.89	-12.040	-4.503	-0.004
3036i 4i CQC	-1.92	25.77	287.84	-13.232	-4.830	-0.015
3051i 4i CQC	-2.21	-37.25	-176.23	16.105	-5.393	0.020
3062i 4i CQC	-1.58	-45.55	-278.80	16.627	-4.804	0.008
3067i 4i CQC	-1.40	-29.90	-185.86	16.481	-4.489	-0.004
3068i 4i CQC	-1.87	-38.93	-330.93	19.242	-4.784	-0.014
<b>Cas</b>						
Mode CQC	4 - VX					
Somme totale	-4548.20	-293.84	945.24	133.400	-2113.608	8.962
Somme réactions	-4528.94	-248.80	12.01	6216.800	-90842.848	50764.986
Somme efforts	4525.03	248.77	-12.27	-5217.084	96843.727	-50768.408
Vérification	0.10	-0.02	-0.26	-0.223	0.678	-1.420
Précision	4.61068e-02	1.05570e-04				

FigureV-10 :  $V_{dyn}$  dans le sens X

D'où :

$$V_{dyn}=4524.94 \geq 0,8V_x=0,8 \times 5652.50=4522KN$$

Alors → (Condition vérifiée)

⇒ Sens xx :

$$T_y = 0.61sec \rightarrow D = 2.5\eta \left( T_2/T \right)^{2/3} = 1.93sec; T_2 \leq T \leq 3.0sec$$

Avec :  $\eta=0.882$

$$V_Y = \frac{0.15 \times 1.93 \times 1.15}{3.5} \times 54098.29 = 5145.90KN$$

$$0.8V_y = 4116.72 \geq V_{dyn} = 4064.75 \Rightarrow \text{(Condition non vérifiée)}$$

$$\frac{4180.84}{4108.223} = 1.013$$

On a définir la direction yy dans **robot structural analysais** :

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
2264 si CGC	6.717	-2.087	-112.983	6.305	-4.300	-0.015
2265 si CGC	-6.740	-2.275	-137.326	5.912	-4.580	-0.008
2274 si CGC	-6.853	-21.522	-8.225	3.911	3.234	-0.119
2669 si CGC	9.634	-2.746	154.528	7.327	5.661	0.007
2660 si CGC	17.759	-3.291	203.038	7.652	6.170	0.015
2675 si CGC	-7.161	-2.662	-167.785	7.274	-4.150	0.008
2676 si CGC	-15.645	-3.283	-106.814	7.635	-4.584	0.010
2679 si CGC	5.961	-3.407	36.657	7.750	4.585	0.011
2680 si CGC	5.721	-3.330	-11.522	7.783	4.530	-0.010
2695 si CGC	-5.721	-3.452	-106.449	7.824	3.608	0.009
2696 si CGC	5.671	-3.508	-106.218	7.962	3.662	-0.013
3616 si CGC	9.946	-3.630	-36.846	8.226	3.950	-0.014
3612 si CGC	9.957	-3.451	15.298	7.992	3.905	0.004
3627 si CGC	5.204	-3.706	-116.292	8.339	3.397	-0.011
3628 si CGC	-5.354	-3.712	-114.884	8.247	3.380	0.008
3619 si CGC	0.822	-202.463	768.077	103.239	1.073	-0.016
3620 si CGC	0.108	-189.955	-359.196	102.334	0.505	-0.012
3635 si CGC	-0.156	-191.224	318.819	102.314	-0.381	-0.013
3636 si CGC	-0.800	-203.196	-757.240	103.180	-0.952	-0.016
3651 si CGC	-0.435	-155.874	586.037	77.970	0.481	0.009
3652 si CGC	0.131	-145.946	-223.311	77.293	0.322	0.006
3667 si CGC	0.658	-145.037	222.197	77.269	0.265	0.006
3668 si CGC	0.454	-155.126	-591.665	78.004	0.405	0.009
<b>Cas</b>	<b>s - VY</b>					
<b>Mode CGC</b>						
<b>Somme totale</b>	148.933	-4212.005	-396.792	2146.905	62.625	-16.824
<b>Somme reactions</b>	247.054	-4182.171	17.026	87732.421	5216.258	-71597.211
<b>Somme efforts</b>	-247.054	4182.155	-17.008	-87734.145	-5216.219	71597.133
<b>Vérification</b>	-0.007	-0.016	0.020	-1.723	0.038	-0.078
<b>Précision</b>	4.41003e-02	6.85178e-04				

FigureV-11 :  $V_{dyn}$  dans le sens Y

D'où :

$$V_{\text{dyn}}=4117.59 \geq 0,8V_y=0,8 \times 5145.90=4116.72 \text{KN}$$

Alors →(Condition vérifiée)

### e- Vérification de la stabilité au renversement :

➤ Direction X :

ETAGES	V <sub>x</sub>	F <sub>x</sub>	h (m)	W (KN)	X <sub>g</sub> (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	4525.03	57.06	6.06	54098.29	15.127	345.7836	818344.83	OK
2	4467.97	150.05	9.12			1368.456		OK
3	4317.92	233.84	12.18			2848.1712		OK
4	4084.08	307.39	15.24			4684.6236		OK
5	3776.69	387.21	18.3			7085.943		OK
6	3389.48	472.39	21.36			10090.25		OK
7	2917.09	557.99	24.42			13626.116		OK
8	2359.1	667.57	27.48			18344.824		OK
9	1691.53	834.11	30.54			25473.719		OK
10	857.42	860.522	33.6			28913.539		OK

Tableau V-9- La stabilité au renversement sens X-X.

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{818344.83}{112781.426} = 7.25 > 1.5 \Rightarrow \text{le bâtiment est stable.}$$

➤ Direction Y :

ETAGES	V <sub>y</sub>	F <sub>y</sub>	h (m)	W (KN)	Y <sub>g</sub> (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	4117.57	60.8	6.06	54098.29	10.2	368.448	551802.56	OK
2	4056.77	151.39	9.12			1380.6768		OK
3	3905.38	225.17	12.18			2742.5706		OK
4	3680.21	287.12	15.24			4375.7088		OK
5	3393.09	357.38	18.3			6540.054		OK
6	3035.71	431.5	21.36			9216.84		OK
7	2604.21	501.42	24.42			12244.676		OK
8	2102.79	593.72	27.48			16315.426		OK
9	1509.07	743.42	30.54			22704.047		OK
10	765.65	769.581	33.6			25857.922		OK

Tableau V-10- La stabilité au renversement sens Y-Y.

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{551802.56}{101746.369} = 5.42 > 1.5 \Rightarrow \text{le bâtiment est stable .}$$

### f- Vérification de l'effet P-Delta:

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_k \times h_k} \quad \text{D'où : } \theta_k \leq 0.1 \rightarrow \text{effet P - Delta pour être négligé}$$

**Si non :**

$0,1 \leq \theta_K \leq 0,2 \Rightarrow$  amplifiant les effets de l'action sismique par  $1/(1-\theta_k)$

$\theta_k \geq 0,2 \Rightarrow$  Structure instable et doit être redimensionnée.

- **Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre(ou effet P-Δ):**
- Direction X :

Etages	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	279125.41	0.002	4525.03	3.06	0.04	OK
2	227290.26	0.005	4467.97	6.12	0.04	OK
3	181072.97	0.006	4317.92	9.18	0.027	OK
4	140096.54	0.007	4084.08	12.24	0.02	OK
5	104360.97	0.008	3776.69	15.3	0.014	OK
6	73866.46	0.008	3389.48	18.36	0.009	OK
7	48612.81	0.008	2917.09	21.42	0.005	OK
8	28600.02	0.007	2359.1	24.48	0.003	OK
9	13828.09	0.007	1691.53	27.54	0.002	OK
10	4460.361	0.006	857.42	30.6	0.001	OK

**Tableau V-11- Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X-X.**

- Direction Y :

Etages	P	$\Delta$	V	h	$\theta$	Vérification
1	279125.41	0.003	4117.57	3.06	0.066	OK
2	227290.26	0.006	4056.77	6.12	0.055	OK
3	181072.97	0.008	3905.38	9.18	0.04	OK
4	140096.54	0.009	3680.21	12.24	0.028	OK
5	104360.97	0.009	3393.09	15.3	0.018	OK
6	73866.46	0.009	3035.71	18.36	0.12	OK
7	48612.81	0.008	2604.21	21.42	0.007	OK
8	28600.02	0.008	2102.79	24.48	0.004	OK
9	13828.09	0.007	1509.07	27.54	0.002	OK
10	4460.361	0.006	765.65	30.6	0.001	OK

Tableau V-12- Justification vis à vis de l'effet P-  $\Delta$  sens Y-Y.

**g- Les efforts internes dans les éléments :**

**1)-Les poutres :**

➤ **Poutres principaux :**

COMB 1.....ELU:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
<b>MAX</b>	10.06	3.671	0.202	0.29	91.60	8.813
Barre	1625	1525	1460	1553	1529	1481
Noeud	895	820	816	829	809	816
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
<b>MIN</b>	-12.86	-76.484	-0.203	-0.29	-86.63	-7.671
Barre	1625	1550	1553	1460	158	1479
Noeud	907	827	829	816	26	829
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

COMB 2...ELS:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	7.41	2.855	0.148	0.21	66.78	6.356
Barre	1625	1525	1460	1553	1529	1481
Noeud	895	820	816	829	809	816
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
MIN	-9.47	-55.611	-0.148	-0.21	-63.16	-5.571
Barre	1625	1550	1553	1460	158	1479
Noeud	907	827	829	816	26	829
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

COMB 3.....G+Q+VX:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	29.43	51.642	1.377	3.79	85.05	16.771
Barre	1625	799	1606	1606	799	815
Noeud	895	440	875	875	428	427
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
MIN	-30.18	-76.958	-2.474	-3.28	-72.28	-15.437
Barre	1625	1525	1551	1551	1521	819
Noeud	907	807	803	791	795	465
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)

COMB 4.....G+Q-VX:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	22.84	36.672	2.466	3.18	76.90	14.679
Barre	1718	634	1716	1458	1529	821
Noeud	906	337	894	778	809	452
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
MIN	-23.83	-74.779	-1.376	-3.79	-71.73	-15.850
Barre	1718	1180	1606	1606	1540	817
Noeud	920	600	875	875	800	414
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

COMB 5.....G+Q+VY:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	92.63	270.936	0.347	0.68	304.37	12.956
Barre	1718	727	1460	1606	727	986
Noeud	906	360	816	875	348	543
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-84.81	-287.127	-0.454	-1.01	-62.48	-22.099
Barre	1716	727	1553	1602	1716	819
Noeud	894	348	829	876	894	465
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)

COMB 6.....G+Q-VY:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	81.72	255.166	0.304	1.01	58.66	16.072
Barre	1716	727	1458	1602	1718	815
Noeud	894	348	778	876	906	427
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
MIN	-78.05	-271.336	-0.498	-0.73	-288.58	-13.834
Barre	1718	727	1551	1551	727	817
Noeud	906	360	791	791	360	414
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

COMB 7.....0.8G+VX:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	27.65	51.701	1.377	3.79	74.62	14.638
Barre	1625	799	1606	1606	799	815
Noeud	895	440	875	875	428	427
Cas	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
MIN	-27.91	-62.771	-2.437	-3.22	-54.02	-13.767
Barre	1625	799	1551	1551	1521	819
Noeud	907	428	803	791	795	465
Cas	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)

COMB 8.....0.8G –VX:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	20.95	41.456	2.451	3.13	59.17	12.339
Barre	1718	634	1716	1458	892	821
Noeud	906	337	894	778	439	452
Cas	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
MIN	-21.52	-60.592	-1.376	-3.79	-64.41	-14.844
Barre	1718	1021	1606	1606	634	817
Noeud	920	546	875	875	349	414
Cas	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)

COMB 9.....0.8G –VY:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	82.79	260.371	0.264	1.01	55.60	14.094
Barre	1716	727	1458	1602	1718	819
Noeud	894	348	778	876	906	465
Cas	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)
MIN	-79.94	-271.459	-0.458	-0.68	-283.30	-12.828
Barre	1718	727	1551	1606	727	817
Noeud	906	360	791	875	360	414
Cas	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)

COMB 10.....0.8G+VY:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	90.74	270.813	0.304	0.68	293.75	10.563
Barre	1718	727	1460	1606	727	821
Noeud	906	360	816	875	348	452
Cas	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
MIN	-83.74	-281.923	-0.407	-1.01	-58.10	-20.429
Barre	1716	727	1553	1602	1716	819
Noeud	894	348	829	876	894	465
Cas	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)

➤ **Poutres secondaires :**

COMB 1.....ELU:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	9.35	25.536	6.437	0.40	39.69	4.816
Barre	1328	1461	1163	1491	1461	105
Noeud	706	817	616	795	816	40
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-9.11	-32.011	-7.083	-11.69	-40.79	-5.071
Barre	1328	1538	1493	1163	1473	150
Noeud	707	777	797	616	829	32
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

COMB 2.....ELS:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	6.85	18.540	4.695	0.30	28.81	3.481
Barre	1328	1461	1163	1491	1461	105
Noeud	706	817	616	795	816	40
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
MIN	-6.68	-23.453	-5.167	-8.52	-29.59	-3.661
Barre	1328	1538	1493	1163	1473	150
Noeud	707	777	797	616	829	32
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

COMB 3.....G+Q+VX:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	69.01	121.318	0.298	34.95	33.42	4.851
Barre	1493	873	1532	1493	1723	105
Noeud	797	426	790	798	370	40
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
MIN	-54.09	-115.577	-39.345	-45.14	-136.78	-4.989
Barre	1493	873	998	998	873	636
Noeud	798	427	524	524	427	361
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)

COMB 4.....G+Q-VX:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	52.56	121.492	41.369	33.45	156.38	3.740
Barre	1647	840	833	833	840	813
Noeud	901	416	434	433	414	465
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
MIN	-60.33	-124.967	-0.307	-47.64	-35.39	-4.968
Barre	1493	840	1472	833	1723	708
Noeud	797	414	828	434	368	336
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

COMB 5.....G+Q+VY:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	19.71	106.049	8.343	13.29	114.12	7.962
Barre	503	813	668	503	873	668
Noeud	252	464	342	251	426	342
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-20.60	-106.306	-2.614	-3.89	-129.14	-7.827
Barre	503	813	503	1493	813	503
Noeud	251	465	252	798	465	252
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)

COMB 6.....G+Q-VY:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	28.90	110.684	11.428	3.82	94.04	6.113
Barre	668	873	668	1493	840	784
Noeud	342	426	343	798	414	477
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
MIN	-27.81	-105.319	-13.189	-23.27	-124.89	-5.770
Barre	668	873	833	833	873	788
Noeud	343	427	433	433	427	476
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

COMB 7.....0.8G+VX:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	67.64	118.473	0.266	34.99	30.92	3.529
Barre	1493	873	1532	1493	1723	105
Noeud	797	426	790	798	370	40
Cas	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
MIN	-53.02	-111.356	-38.373	-43.09	-133.92	-3.669
Barre	1493	873	833	998	873	636
Noeud	798	427	433	524	426	361
Cas	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)

COMB 8.....0.8G- VX :

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	51.56	118.867	39.910	35.31	148.13	2.972
Barre	1647	840	833	833	840	1638
Noeud	901	416	434	433	414	920
Cas	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
MIN	-61.69	-119.686	-0.281	-45.05	-31.90	-3.639
Barre	1493	840	1472	833	1723	708
Noeud	797	414	828	434	368	336
Cas	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)

COMB 9.....0.8G+VY:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	20.70	101.180	9.134	14.88	115.96	6.753
Barre	503	813	668	668	873	668
Noeud	252	464	342	342	426	342
Cas	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
MIN	-21.61	-100.144	-4.017	-3.85	-120.69	-6.560
Barre	668	813	503	1493	813	503
Noeud	342	465	252	798	465	252
Cas	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)

COMB 10.....0.8G -VY:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	27.68	107.839	10.003	3.86	96.97	5.690
Barre	668	873	503	1493	813	784
Noeud	342	426	252	798	464	477
Cas	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)
MIN	-26.57	-101.098	-12.272	-21.42	-121.74	-5.334
Barre	668	873	833	833	873	788
Noeud	343	427	433	433	426	476
Cas	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)

➤ Les poteaux:

COMB 1.....ELU:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	1683.18	26.343	42.279	49.89	27.77	1.518
Barre	6	1400	1592	1235	1234	245
Noeud	9	694	916	694	693	24
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	63.56	-23.465	-44.409	-31.21	-29.41	-1.543
Barre	1596	1596	1235	13	1400	245
Noeud	921	921	694	23	694	148
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

COMB 2.....ELS:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	1233.05	19.221	31.025	36.54	20.28	1.107
Barre	6	1400	1592	1235	1234	245
Noeud	9	694	916	694	693	24
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
MIN	46.55	-17.162	-32.536	-22.71	-21.47	-1.124
Barre	1596	1596	1235	13	1400	245
Noeud	921	921	694	23	694	148
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

COMB 3.....G+Q+VX:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	1400.88	80.611	54.478	145.86	58.43	10.048
Barre	4	1566	1589	905	904	740
Noeud	5	878	911	512	511	330
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
MIN	31.51	-60.903	-117.012	-123.62	-1.61	-8.486
Barre	1596	741	740	905	12	740
Noeud	921	332	421	421	21	421
Cas	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)

COMB 4.....G+Q-VX:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	1393.81	62.508	114.806	142.28	2.90	7.381
Barre	5	738	904	904	245	904
Noeud	7	328	420	420	148	420
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
MIN	33.45	-83.151	-49.007	-115.01	-62.40	-8.953
Barre	1601	1563	1566	904	905	904
Noeud	926	874	878	511	421	511
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

COMB 5.....G+Q+VY:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	1810.24	26.022	84.710	25.99	16.40	1.923
Barre	12	1601	1592	244	1235	12
Noeud	21	926	916	147	694	22
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	30.49	-31.075	-73.423	-69.09	-20.05	-2.514
Barre	1601	1563	12	409	12	12
Noeud	926	874	21	147	21	21
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)

COMB 6.....G+Q-VY:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	1423.64	37.712	82.742	120.25	48.07	2.997
Barre	48	1234	574	740	739	905
Noeud	93	693	238	421	420	421
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
MIN	33.49	-21.524	-97.521	-35.37	-40.96	-1.423
Barre	1554	1589	740	905	740	1235
Noeud	860	911	421	421	330	694
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

COMB 7.....0.8G+VX:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	1081.95	78.221	46.246	136.42	52.77	9.778
Barre	4	1566	1589	905	904	740
Noeud	5	878	911	512	511	330
Cas	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
MIN	18.37	-59.525	-109.053	-119.70	2.19	-8.203
Barre	1596	741	740	905	12	740
Noeud	921	332	421	421	21	421
Cas	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)

COMB 8.....0.8G -VX:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	1069.88	60.737	108.827	135.68	-1.11	7.374
Barre	5	738	904	904	245	904
Noeud	7	328	420	420	148	420
Cas	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
MIN	20.11	-80.195	-42.747	-113.63	-56.95	-8.933
Barre	1559	1563	1566	904	905	904
Noeud	868	874	878	511	421	511
Cas	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)

COMB 9.....0.8G+VY:

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	1497.77	21.532	76.398	25.27	13.02	1.650
Barre	12	1563	1592	244	575	12
Noeud	21	783	916	147	239	22
Cas	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
MIN	17.21	-28.119	-73.043	-72.25	-18.27	-2.237
Barre	1601	1563	12	409	574	12
Noeud	926	874	21	147	329	21
Cas	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)

COMB 10.....0.8G -VY :

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	1088.68	31.911	78.443	111.18	42.65	2.742
Barre	47	1234	574	740	739	905
Noeud	91	693	238	421	420	421
Cas	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)
MIN	14.48	-17.936	-89.562	-31.46	-35.76	-1.164
Barre	410	1589	740	905	740	1235
Noeud	148	911	421	421	330	694
Cas	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)

### h- Les efforts réduits dans les poteaux et les voiles :

COMB 1.....ELU:

Cas/Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
6 (C)/ 1	-18.11	18.11	63.29	-63.29	-52155.46	-26950.65
6 (C)/ 2	-33.09	33.09	51.73	-51.73	-46380.70	-24190.41
6 (C)/ 3	-37.24	37.24	58.90	-58.90	-40986.13	-21561.60
6 (C)/ 4	-38.55	38.55	64.71	-64.71	-35632.20	-18892.17
6 (C)/ 5	-39.30	39.30	68.36	-68.36	-30313.16	-16187.57
6 (C)/ 6	-39.29	39.29	69.98	-69.98	-25023.95	-13453.41
6 (C)/ 7	-38.96	38.96	69.40	-69.40	-19759.36	-10694.64
6 (C)/ 8	-36.87	36.87	66.51	-66.51	-14514.49	-7916.13
6 (C)/ 9	-40.14	40.14	60.77	-60.77	-9286.23	-5121.03
6 (C)/ 10	-5.93	5.93	46.97	-46.97	-4161.64	-2234.12

COMB 2.....ELS:

Cas/Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
7 (C)/ 1	-13.14	13.14	46.16	-46.16	-38190.92	-19730.01
7 (C)/ 2	-24.01	24.01	37.74	-37.74	-33965.81	-17703.32
7 (C)/ 3	-27.05	27.05	42.95	-42.95	-30016.72	-15779.42
7 (C)/ 4	-28.02	28.02	47.19	-47.19	-26097.34	-13825.80
7 (C)/ 5	-28.57	28.57	49.84	-49.84	-22203.49	-11846.45
7 (C)/ 6	-28.56	28.56	51.03	-51.03	-18331.46	-9845.48
7 (C)/ 7	-28.33	28.33	50.60	-50.60	-14477.45	-7826.50
7 (C)/ 8	-26.81	26.81	48.50	-48.50	-10637.87	-5793.07
7 (C)/ 9	-29.20	29.20	44.28	-44.28	-6810.45	-3747.49
7 (C)/ 10	-4.33	4.33	34.24	-34.24	-3058.68	-1634.86

COMB 3.....G+Q+VX:

Cas/Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
8 (C) (CQC)/ 1	1107.44	3417.60	148.50	100.27	-38248.68	-19684.51
8 (C) (CQC)/ 2	823.40	3644.57	205.93	38.97	-34003.12	-17653.92
8 (C) (CQC)/ 3	1100.49	3217.43	280.13	-44.47	-30056.84	-15727.57
8 (C) (CQC)/ 4	1248.97	2835.12	322.09	-99.69	-26049.26	-13862.67
8 (C) (CQC)/ 5	1311.92	2464.77	340.29	-135.18	-22149.61	-11889.97
8 (C) (CQC)/ 6	1305.37	2084.11	340.26	-157.42	-18275.16	-9892.59
8 (C) (CQC)/ 7	1245.36	1671.74	326.46	-170.57	-14421.92	-7874.54
8 (C) (CQC)/ 8	1159.69	1199.41	304.40	-179.52	-10584.43	-5841.02
8 (C) (CQC)/ 9	1007.95	683.58	277.03	-188.66	-6766.57	-3787.95
8 (C) (CQC)/ 10	1132.05	-274.63	100.73	-57.10	-3071.53	-1620.49

COMB 4.....G+Q-VX:

Cas/Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
9 (C) (CQC)/ 1	-1133.71	-3391.32	-56.18	-192.60	-38133.15	-19775.50
9 (C) (CQC)/ 2	-871.43	-3596.54	-130.44	-114.46	-33928.50	-17752.72
9 (C) (CQC)/ 3	-1154.60	-3163.32	-194.22	-41.43	-29976.60	-15831.27
9 (C) (CQC)/ 4	-1305.00	-2779.08	-227.72	5.31	-26145.41	-13788.93
9 (C) (CQC)/ 5	-1369.06	-2407.63	-240.60	35.49	-22257.37	-11802.92
9 (C) (CQC)/ 6	-1362.50	-2026.98	-238.21	55.37	-18387.76	-9798.36
9 (C) (CQC)/ 7	-1302.02	-1615.08	-225.26	69.37	-14532.98	-7778.45
9 (C) (CQC)/ 8	-1213.31	-1145.79	-207.40	82.52	-10691.31	-5745.13
9 (C) (CQC)/ 9	-1066.34	-625.18	-188.46	100.10	-6854.34	-3707.03
9 (C) (CQC)/ 10	-1140.71	283.30	-32.25	-11.38	-3045.83	-1649.23

COMB 5.....G+Q+VY:

Cas/Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
10 (C) (CQC)/ 1	-72.49	-167.54	1077.10	3040.47	-38835.18	-19102.69
10 (C) (CQC)/ 2	-68.49	-168.43	1050.36	3006.41	-34602.11	-17084.06
10 (C) (CQC)/ 3	-86.35	-142.75	1337.72	2567.65	-30589.89	-15223.33
10 (C) (CQC)/ 4	-95.20	-122.11	1468.93	2211.27	-26584.05	-13355.82
10 (C) (CQC)/ 5	-98.96	-102.74	1499.00	1894.09	-22593.55	-11472.11
10 (C) (CQC)/ 6	-98.33	-82.77	1451.22	1584.49	-18624.97	-9566.14
10 (C) (CQC)/ 7	-94.62	-60.58	1346.78	1257.43	-14681.29	-7634.83
10 (C) (CQC)/ 8	-88.15	-36.74	1209.18	893.60	-10763.46	-5677.01
10 (C) (CQC)/ 9	-82.98	-6.57	1028.06	481.02	-6870.53	-3693.37
10 (C) (CQC)/ 10	-63.24	17.57	1040.09	-274.44	-3038.13	-1657.31

COMB 6.....G+Q-VY:

Cas/Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
11 (C) (CQC)/ 1	46.21	193.81	-984.78	-3132.80	-37546.65	-20357.32
11 (C) (CQC)/ 2	20.46	216.46	-974.88	-3081.89	-33329.51	-18322.58
11 (C) (CQC)/ 3	32.24	196.86	-1251.82	-2653.56	-29443.54	-16335.50
11 (C) (CQC)/ 4	39.17	178.15	-1374.56	-2305.65	-25610.63	-14295.77
11 (C) (CQC)/ 5	41.82	159.88	-1399.31	-1993.78	-21813.42	-12220.79
11 (C) (CQC)/ 6	41.20	139.90	-1349.17	-1686.54	-18037.95	-10124.82
11 (C) (CQC)/ 7	37.96	117.24	-1245.59	-1358.62	-14273.60	-8018.16
11 (C) (CQC)/ 8	34.53	90.36	-1112.19	-990.60	-10512.28	-5909.14
11 (C) (CQC)/ 9	24.58	64.96	-939.49	-569.58	-6750.38	-3801.62
11 (C) (CQC)/ 10	54.57	-8.90	-971.61	205.96	-3079.24	-1612.41

COMB 7.....0.8G+VX:

Cas/Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
12 (C) (CQC)/ 1	1112.08	3412.96	134.06	114.72	-27422.63	-14057.76
12 (C) (CQC)/ 2	831.76	3636.21	194.25	50.64	-24400.07	-12561.68
12 (C) (CQC)/ 3	1109.73	3208.19	266.69	-31.03	-21581.14	-11188.27
12 (C) (CQC)/ 4	1258.45	2825.63	307.27	-84.87	-18692.24	-9885.01
12 (C) (CQC)/ 5	1321.54	2455.16	324.61	-119.50	-15903.82	-8481.43
12 (C) (CQC)/ 6	1314.96	2074.52	324.20	-141.36	-13134.31	-7059.42
12 (C) (CQC)/ 7	1254.85	1662.24	310.52	-154.63	-10380.80	-5621.95
12 (C) (CQC)/ 8	1168.69	1190.42	289.15	-164.27	-7638.89	-4173.16
12 (C) (CQC)/ 9	1017.64	673.89	262.90	-174.53	-4913.22	-2708.22
12 (C) (CQC)/ 10	1133.34	-275.93	89.92	-46.29	-2286.89	-1149.19

COMB 8.....0.8G -VX:

Cas/Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
13 (C) (CQC)/ 1	-1129.07	-3395.96	-70.62	-178.15	-27307.11	-14148.75
13 (C) (CQC)/ 2	-863.07	-3604.90	-142.11	-102.78	-24325.45	-12660.47
13 (C) (CQC)/ 3	-1145.36	-3172.56	-207.66	-27.99	-21500.90	-11291.98
13 (C) (CQC)/ 4	-1295.52	-2788.57	-242.54	20.14	-18788.39	-9811.27
13 (C) (CQC)/ 5	-1359.44	-2417.25	-256.28	51.17	-16011.59	-8394.38
13 (C) (CQC)/ 6	-1352.91	-2036.57	-254.26	71.43	-13246.92	-6965.20
13 (C) (CQC)/ 7	-1292.53	-1624.57	-241.20	85.31	-10491.86	-5525.86
13 (C) (CQC)/ 8	-1204.32	-1154.78	-222.65	97.77	-7745.77	-4077.27
13 (C) (CQC)/ 9	-1056.66	-634.87	-202.59	114.23	-5000.98	-2627.30
13 (C) (CQC)/ 10	-1139.42	282.00	-43.05	-0.57	-2261.19	-1177.94

COMB 9.....0.8G+VY:

Cas/Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
14 (C) (CQC)/ 1	-67.85	-172.18	1062.66	3054.92	-28009.14	-13475.94
14 (C) (CQC)/ 2	-60.13	-176.79	1038.69	3018.08	-24999.06	-11991.82
14 (C) (CQC)/ 3	-77.11	-151.99	1324.28	2581.09	-22114.20	-10684.04
14 (C) (CQC)/ 4	-85.72	-131.59	1454.11	2226.10	-19227.03	-9378.17
14 (C) (CQC)/ 5	-89.34	-112.35	1483.32	1909.77	-16347.77	-8063.57
14 (C) (CQC)/ 6	-88.74	-92.36	1435.17	1600.55	-13484.12	-6732.97
14 (C) (CQC)/ 7	-85.13	-70.08	1330.85	1273.36	-10640.17	-5382.24
14 (C) (CQC)/ 8	-79.15	-45.73	1193.93	908.85	-7817.92	-4009.15
14 (C) (CQC)/ 9	-73.29	-16.26	1013.93	495.15	-5017.17	-2613.64
14 (C) (CQC)/ 10	-61.94	16.27	1029.29	-263.63	-2253.49	-1186.02

COMB 10.....0.8G -VY:

Cas/Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
15 (C) (CQC)/ 1	50.85	189.17	-999.22	-3118.35	-26720.60	-14730.56
15 (C) (CQC)/ 2	28.82	208.10	-986.55	-3070.22	-23726.46	-13230.33
15 (C) (CQC)/ 3	41.48	187.62	-1265.26	-2640.12	-20967.85	-11796.21
15 (C) (CQC)/ 4	48.65	168.66	-1389.38	-2290.83	-18253.61	-10318.12
15 (C) (CQC)/ 5	51.43	150.26	-1414.99	-1978.09	-15567.64	-8812.24
15 (C) (CQC)/ 6	50.79	130.31	-1365.23	-1670.49	-12897.11	-7291.65
15 (C) (CQC)/ 7	47.45	107.75	-1261.52	-1342.69	-10232.49	-5765.57
15 (C) (CQC)/ 8	43.52	81.36	-1127.44	-975.35	-7566.74	-4241.28
15 (C) (CQC)/ 9	34.27	55.28	-953.62	-555.45	-4897.02	-2721.89
15 (C) (CQC)/ 10	55.87	-10.20	-982.42	216.77	-2294.60	-1141.11

**Contrôle du programme :**

Nom du programme	Version	Unités
Robot structural analysis	2023	[ <i>KN</i> ],[ <i>m</i> ],[ <i>Deg</i> ]

# **Chapitre VI**

Ferraillages des poutres

## VI-1- Introduction sur les Poutres :

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

### -Combinaisons des charges :

Les combinaisons des charges à prendre pour les dimensionnements des éléments structuraux, notamment, les poteaux et les poutres pour une ossature auto-stable :

⇒ **Les poutres :**

- Sollicitations du premier genre (situation durable) :  $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$  (BEAL91)
- Sollicitations du deuxième genre (situation accidentelle) :  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$  (RPA99)

## VI-2-Ferrailage des poutres :

On a 2 types de poutres à étudier :

- Poutre principal (30x40)
- Poutre secondaire (30x35)

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA99 en zone II.

1. Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en section.

2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux de :

- ✓ 4 % en zone courante
- ✓ 6 % en zone de recouvrement

➤ Poutres principales:  $A_{\max}=0,04 \times 30 \times 40=48\text{cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max}=0,06 \times 30 \times 40=72\text{cm}^2(\text{en zone de recouvrement}).$$

➤ Poutres secondaires:  $A_{\max}=0,04 \times 30 \times 35=42\text{cm}^2$ .(en zone courante).

$$A_{\max}=0,06 \times 30 \times 35=63\text{cm}^2(\text{en zone de recouvrement}).$$

La longueur de recouvrement minimale est de :

- ✓ 40 Ø en zone II

✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux dérive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

✓ les efforts normaux sont nuls, les poutres seront calculées en flexion simple.

❖ **Calcul du ferrailage :**

**Détermination des efforts :** Les combinaisons prises en compte :

**Situation durable :**

❖ ELU : 1.35G + 1.5Q

❖ ELS : G + Q

**Situation accidentelle :**

❖ 0.8G ± E

❖ G + Q ± E

A l' aide du fichier des résultants donnée par **Robot structural analysais** nous remplissons le tableau suivant :

	En Appuis			En travée		
	MELU(KN.m)	MELS(KN.m)	Macc(KN.m)	MELU(KN.m)	MELS(KN.m)	Macc(KN.m)
<b>Poutre principale 1</b>	-68.468	-49.726	-285.705 269.533	30.349	22.167	-142.85 134.77
<b>Poutre principale 2</b>	-40.817	-29.925	-86.929	23.925	17.491	37.451
<b>Poutre secondaire</b>	-32.011	-23.453	-124.967	25.536	18.54	121.492

Tableau VI-1 :Sollicitations des poutres

**VI-2-1 Poutre secondaire (30x35) :**

✚ **En appuis :**

Vérification de l' existence des armatures comprimées

(A' ):

b = 0.30m h=0.35m d=0.35x0.9=0.315m μl=0.392(tableau)

Si μ ≤ μl → Section simplement armée.

Si μ ≥ μl → Section doublement armée.

M<sub>au</sub>=32.011 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32.011 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 315^2} = 0.076$$

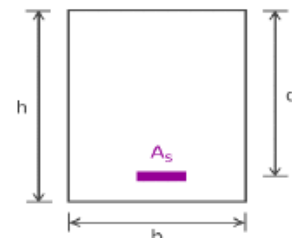


Figure VI-1: section de calcul PS

$$\mu = 0.076 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.075}) = 0.099$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.099) = 0.960$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{32011}{0.960 \times 348 \times 31.5} = 3.04 \text{ cm}^2$$

**ELS :**

$$M_{a \text{ ser}} = 23.453 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible  $\rightarrow$  il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de l'acier ( $\sigma_s$ )

$$\gamma = \frac{32.011}{23.453} = 1.36$$

Vérification de  $\sigma_b$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} = \alpha$$

$$\text{Avec : } \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha = 0.099 < 0.435 \dots \dots CV$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues.

**Cas accidentel:**

$$M_{a \text{ acc}} = 124.967 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{124.967 \times 10^6}{18.5 \times 300 \times 315^2} = 0.227$$

$$\mu = 0.227 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.227}) = 0.326$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.333) = 0.870$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{124967}{0.870 \times 400 \times 31.5} = 11.40 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{1 \text{ min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 \text{ (BEAL91)}$$

$$A_{2 \text{ min}} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99)}$$

$$A_{\text{adop}} = \max(3.04; 11.40; 1.14; 5.25) = 11.40 \text{ cm}^2$$

Choix : 3HA16+4HA14 → A=12.19cm<sup>2</sup>

**✚ En travée :**

**ELU:**

$$M_{tu} = 25.536 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25.536 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 315^2} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.077$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.077) = 0.970$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{25536}{0.970 \times 348 \times 31.5} = 2.4 \text{ cm}^2$$

**ELS:**

$$M_{tser} = 18.540 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible → il n' est pas nécessaire de vérifier le contrainte de l'acier ( $\sigma_s$ )

$$\gamma = \frac{25.536}{18.540} = 1.38$$

Vérification de  $\sigma_b$  :

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} = \alpha$$

Avec :

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.077 < 0.44 \dots CV$$

Donc les armatures calculées à l' ELU sont retenues.

**Cas accidentel:**

$$M_{tacc} = 121.492 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{121.492 \times 10^6}{18.5 \times 300 \times 315^2} = 0.221$$

$$\mu = 0.221 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.221}) = 0.316$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.316) = 0.874$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{121492}{0.874 \times 400 \times 31.5} = 11.03 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{1\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{cm}^2 (\text{BEAL91})$$

$$A_{2\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{cm}^2 (\text{RPA99})$$

$$A_{\text{adop}} = \max(2.4; 11.03; 1.14; 5.25) = 11.03 \text{cm}^2$$

Choix : 3HA16+4HA14 → A=12.19cm<sup>2</sup>

**VI-2-2 Poutre principale (30x40) :****En appuis :****❖ Remarque :**

Pour trouver bien résultats on utilisent logiciel **Autodesk EXPERT 2010** .

-Le logiciel **Autodesk Expert 2010** est un logiciel dédié au dimensionnement des ouvrages en béton armé.

-Le système **ROBOT** regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure et dimensionnement).

-Les modules fonctionnent dans le même environnement.

$$M_{au} = -68.468 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{a_{ser}} = -49.726 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{a_{scc}} = -285.705 \text{KN} \cdot \text{m} ; 269.533 \text{KN} \cdot \text{m}$$

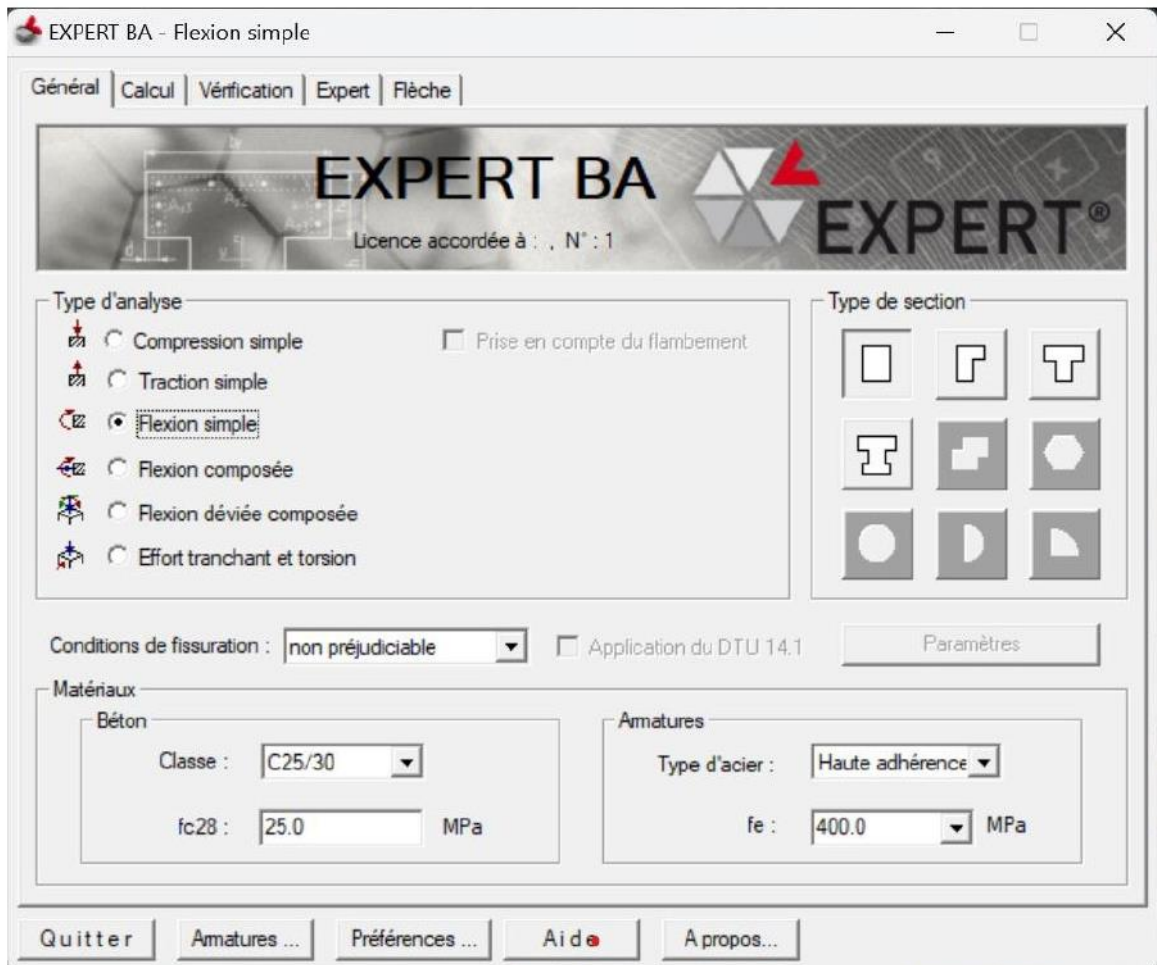


Figure VI-2 : Type d'analyse

Figure VI-3 : Calcul la section des armatures en appui PP1

**Condition de non fragilité :**

$$A_{1\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \text{ (BEAL91)}$$

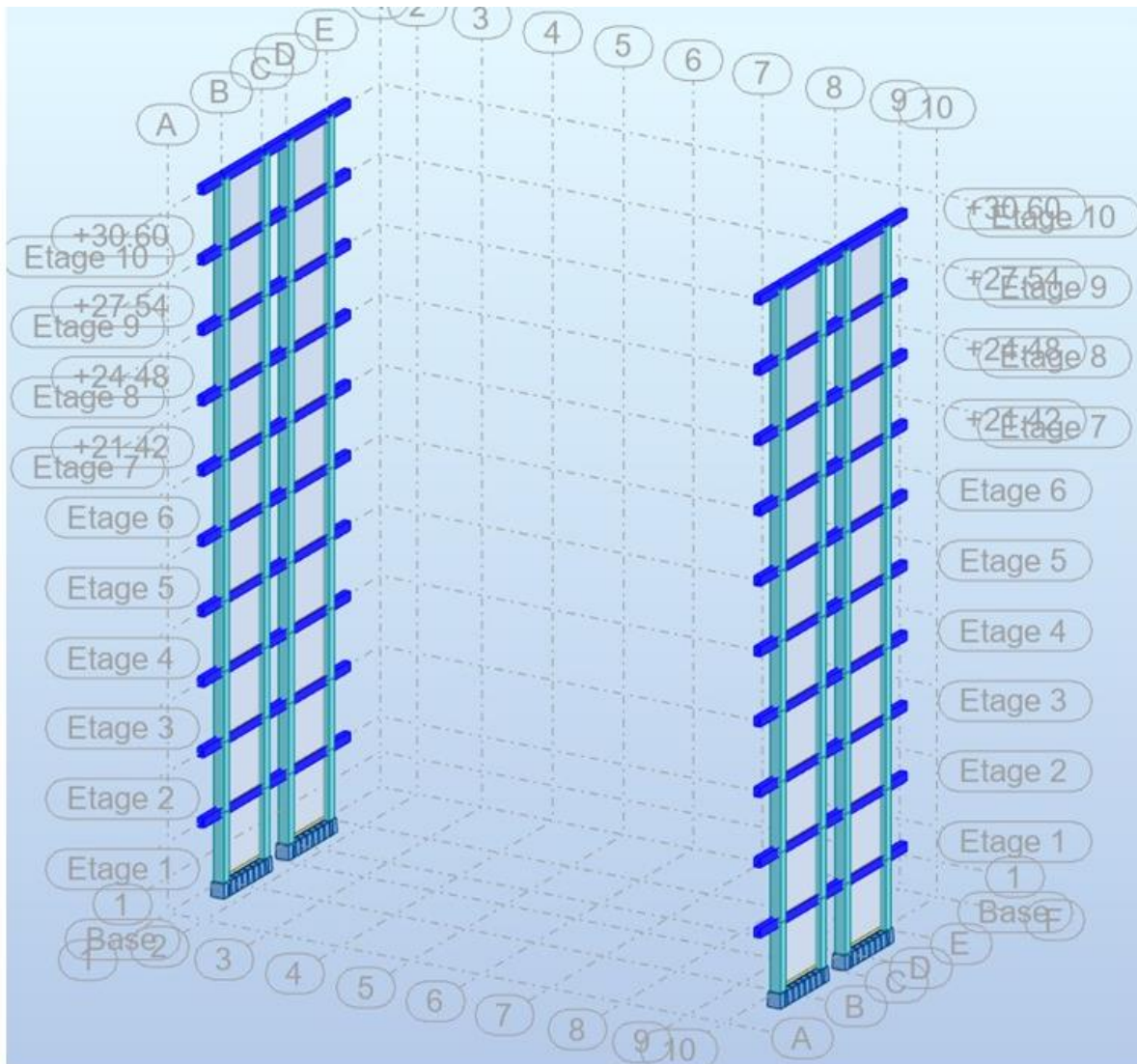
$$A_{2\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

Choix :

- ✓ Armature supérieur :  $3\text{HA}20 + 6\text{HA}16 = 21.49 \text{ cm}^2 > 20.9 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$
- ✓ Armature inférieur :  $3\text{HA}20 + 6\text{HA}16 = 21.49 \text{ cm}^2 > 19.3 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$
- ✓  $21.49 + 21.49 = 42.98 \text{ cm}^2 < A_{RPA}^{\max} = 48 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

**Remarque :**

On va donner le ferrillage de poutre principale 1 pour les poutres principale des portiques 1 et 10 :



FigureVI-4 Portique 1et 10

**✚ En travée :**

$$M_{tu}=30.349\text{KN.m}$$

$$M_{tser}= 22.167\text{KN.m}$$

$$M_{tacc}= -142.85\text{KN.m} ; 134.77\text{KN.m}$$

Figure VI-5 : Calcul la section des armatures en travée PP1

**Condition de non fragilité :**

$$A_{1\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \text{ (BEAL91)}$$

$$A_{2\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99)}$$

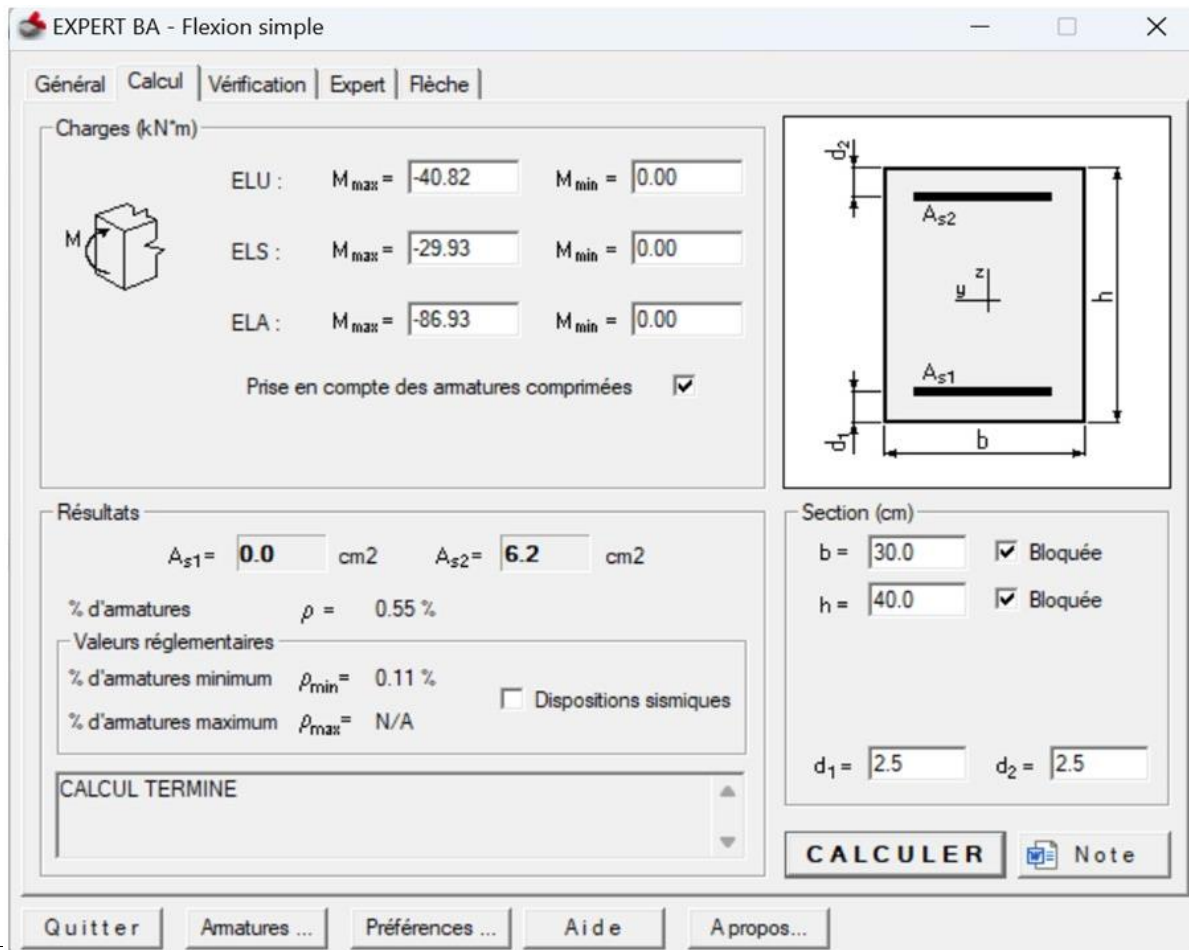
Choix :

✓ Armature supérieur : 3HA16+4HA14= 12.19cm<sup>2</sup> > 10.2cm<sup>2</sup> ....CV✓ Armature inférieur : 3HA16+4HA14=12.19cm<sup>2</sup> > 9.6cm<sup>2</sup> ....CV**-Poutre principale 2 :****En appui :**

$$M_{au} = -40.817 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser} = -29.925 \text{ KN.m}$$

$$M_{aacc} = -86.929 \text{ KN.m}$$



FigureVI-6 Calcul la section des armatures en appui PP2

**Condition de non fragilité :**

$$A_{1\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \text{ (BEAL91)}$$

$$A_{2\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

Choix : Armature supérieure : 5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup> > 6.2 cm<sup>2</sup> ....CV

**En travée :**

$$M_{tu} = 23.925 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser} = 17.491 \text{ KN.m}$$

$$M_{tacc} = 37.451 \text{ KN.m}$$

Figure VI.7 : Calcul la section des armatures en travée PP2

**Condition de non fragilité :**

$$A_{1\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \text{ (BEAL 91)}$$

$$A_{2\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

Choix : Armature inférieure : 2HA14 = 3.08 cm<sup>2</sup> > 2.6 cm<sup>2</sup> ....CV

**Remarque :** On va donner ferrailage de poutre principale 2 pour les poutres principale des portiques 2 a 9 :

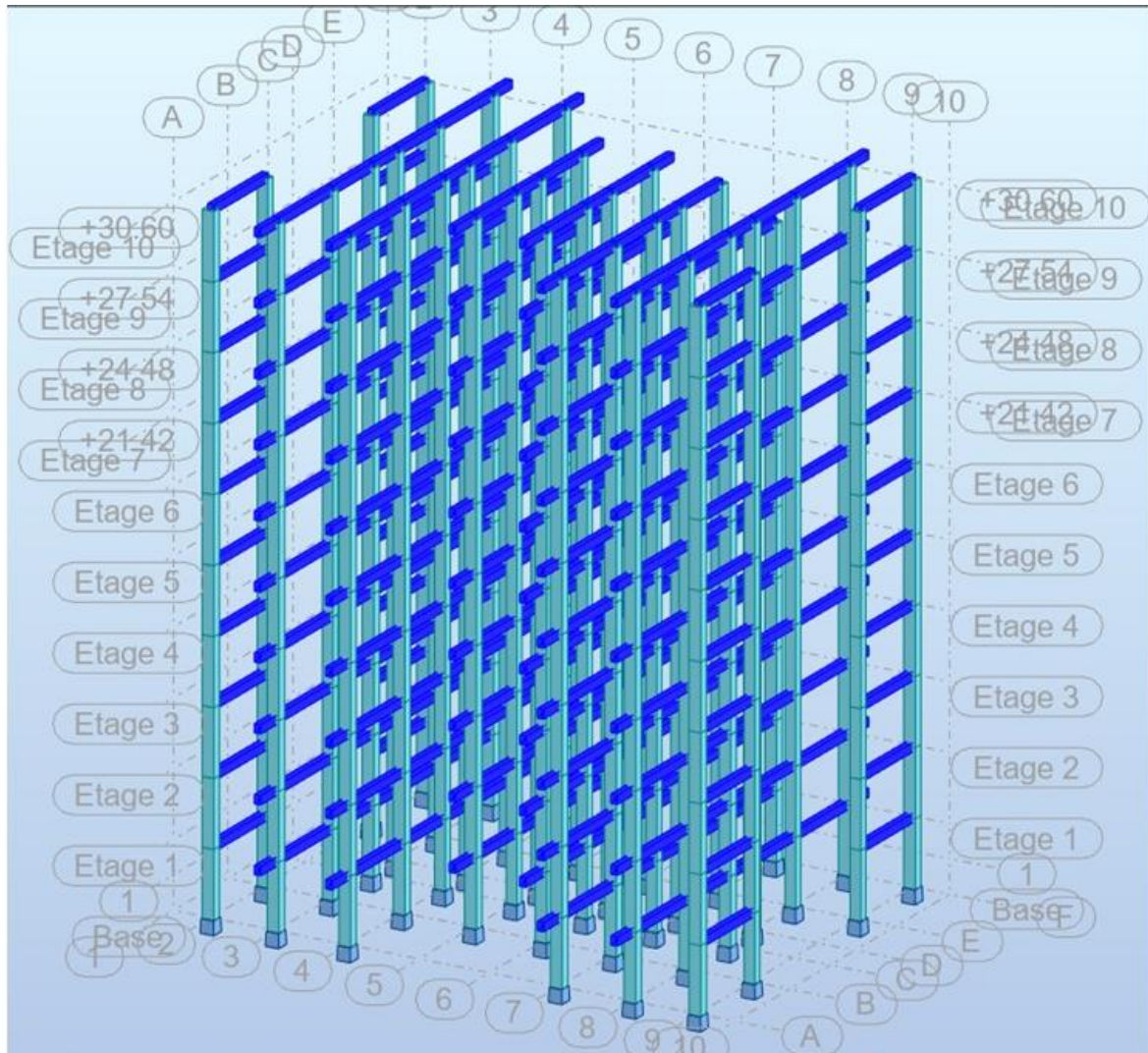


Figure VI-8 : Portique 2 a 9

### VI-3- Vérification du BAEL 91 :

#### VI-3-1 Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \left( \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) = 3.33MPa$$

La fissuration est peu nuisible donc  $\bar{\tau}_u = 3.33MPa$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u = T_{\max} = 39.69 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{39690}{300 \times 315} = 0.42 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Sens principal :**

$$V_u = T_{\max} = 91.60 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : vérifiée) (Condition } \tau_u = \frac{91600}{300 \times 360} = 0.85 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$$

**VI-3-1-1 Influence de l'effort tranchant aux appuis :**• **Influence sur le béton :**

$$\text{Il faut vérifier que : } V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u = 0.4 \times 0.9 \times 300 \times 315 \times \frac{25}{1.5} = 567000 \text{ N}$$

$$V_u = 39690 \text{ N} \leq 567000 \text{ N} \Rightarrow \text{CV}$$

➤ **Sens principal :**

$$V_u = 0.4 \times 0.9 \times 300 \times 360 \times \frac{25}{1.5} = 548000 \text{ N}$$

$$V_u = 91600 \text{ N} \leq 548000 \text{ N} \Rightarrow \text{CV}$$

• **Influence sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\text{Si : } \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

$$\text{-Pour les poutres principales : } V_u + \frac{M_u}{0.9d} = 91.60 - \frac{76.484}{0.9 \times 0.36} = -144.46$$

$$\text{-Pour les poutres secondaires : } V_u + \frac{M_u}{0.9d} = 39.69 - \frac{32.011}{0.9 \times 0.315} = -73.22$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**VI-3-1-2 Etat limite de fissuration (la flèche) :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites pour les poutres de longueur  $L \leq 8 \text{ m}$  (BAEL 91 Article B.6.5,1).

- **Sens secondaire :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{480} = 0.073 > 0.0625 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.073 \geq \frac{18.540}{10 \times 45.62} = 0.04 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

Avec :

$$q_s = G + Q = 12.24 + 3.6 = 15.84 \text{ KN / ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{15.84 \times 4.8^2}{8} = 45.62 \text{ KN .m}$$

$$3) \frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{12.19}{30 \times 31.5} = 0.013 \geq 0.010 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

- **Sens principale :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{440} = 0.09 > 0.0625 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.073 < \frac{22.161}{10 \times 35.14} = 0.06 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

Avec :

$$q_s = G + Q = 11.22 + 3.3 = 14.52 \text{ KN / ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{14.52 \times 4.4^2}{8} = 35.14 \text{ KN .m}$$

$$3) \frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{24.38}{30 \times 36} = 0.022 \geq 0.010 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire

### VI-3-2 Vérification de RPA99 révisé 2003 :

#### VI-3-2-1 L'espacement d'armatures :

- **Sens principale :**

- **Zone no dale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.6, 30\right) = 10.$$

Soit en prendre  $S_t = 8\text{cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow \text{soit : } S_t = 15\text{cm}$$

**-Sens secondaire :**

➤ **Zone no dale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L, 30cm\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2, 30\right) = 8.75cm.$$

Soit en prendre  $S_t=8cm$

➤ **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5cm \Rightarrow \text{soit : } S_t=15cm$$

**VI-3-2-2 Diamètre des armatures transversal :**

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

**- Sens principal :**

$$\Phi_t \leq \min(1.143; 1.6; 3)$$

**-Sens secondaire :**

$$\phi_t \leq \min(1, 1.2, 3)$$

On prend pour les deux cas un diamètre de **8mm**

Soit un cadre et un étrier soit  $A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$ .

**VI-3-2-3 armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

❖ **Pour les deux sens (principal et secondaire) :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72cm^2.$$

$A_t^{adb} \geq A_t^{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée pour les deux sens .

# **Chapitre VII**

Ferrailages des poteaux

### VII-1-Introduction sur les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculé sen flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- $1,35G+1,5Q \Rightarrow$  à l'ELU.
- $G+Q \Rightarrow$  à l'ELS
- $G+Q\pm E \Rightarrow$  RPA99révisé2003.
- $0,8G\pm E \Rightarrow$  RPA99 révisé 2003

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

### VII-2-Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa:

#### VII-2-1 Armatures longitudinal :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence ,droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont:
  - **Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8% x b x h**  
Poteau (55×45) :  $A_{\min}=0.008\times 55\times 45 = 19.8 \text{ cm}^2$
  - **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% x b x h**  
Poteau (55×45) :  $A_{\max}=0.06\times 55\times 45 = 148.5\text{cm}^2$
  - **Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% x b x h**  
Poteau(55×45):  $A_{\max} = 0.04\times 55\times 45 = 99\text{cm}^2$
- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur minimale des recouvrements  $L_R=40\Phi^{\min}$

- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser 25cm en zone II-a.
- Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles ,à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

### VII-2-2 Armatures transversales:

#### Le rôle des armatures transversales consiste à:

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinal

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \text{ (RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2)}$$

Avec :

$V_u$ : effort tranchant de calcul.

$h_t$ : hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

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

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec:

$\lambda_g$  : élancement géométrique

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$ : espacement des armatures transversales.

La valeur maximum d'espacement en zone II-a est fixée comme suit:

• Dans la zone nodale:

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi, 15\text{cm})$$

• Dans la zone courante:

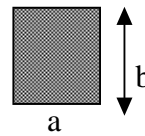
$$S_t \leq 15\phi^{\text{min}}$$

Avec :

$\phi$  : est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

⇒ Calcul d'élancement:(élancement géométrique):

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et b: dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur de flambement

⇒ Quantité d'armatures transversales minimale :(RPA99révisée2003/Art7.4.22) :

$\frac{A_t}{bS_t}$  en% est donné comme suite:

Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$

Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$ .

Si  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être ferme par des crochets a  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi$  minimum.

⇒ Sollicitations tangentes : (RPA99révisée2003/Art7.4.3.2):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

où  $\rho_d$  est égal à 0,075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

**VII-3-Calcul des armatures :**

- Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel **Robot structural analysais** .

A l'aide du fichier des résultats donné par le portant **Robot structural analysais** ; on aura les résultats suivants en [kN] et [kN.m] :

<b>COMBINAISONS</b>	<b>N(KN)</b>	<b>My(KN.m)</b>	<b>Mz(KN.m)</b>
<b>ELU</b>	1683.18	-0.379	1.075
<b>ACC</b>	77.85	-83.151	0.026
<b>ACC</b>	538.68	14.551	-117.012
<b>ACC</b>	14.48	21.788	-8.365

**VII-1-Tableau des résultats donné par le Robot structural analysais.**

- Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel **Expert BA 2010**, en prenant les poteaux les plus sollicitées.

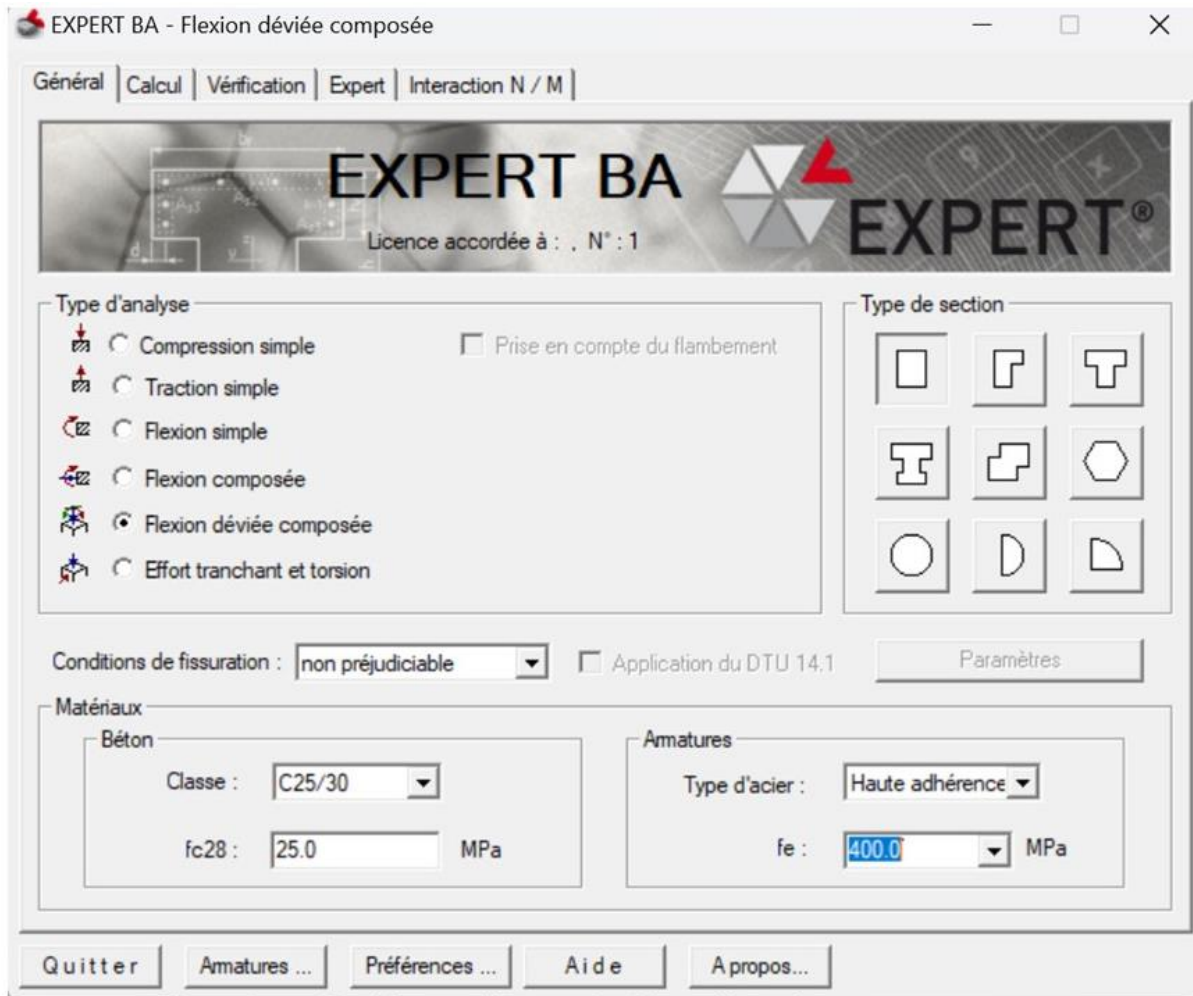


Figure VII-1: Type d'analyse

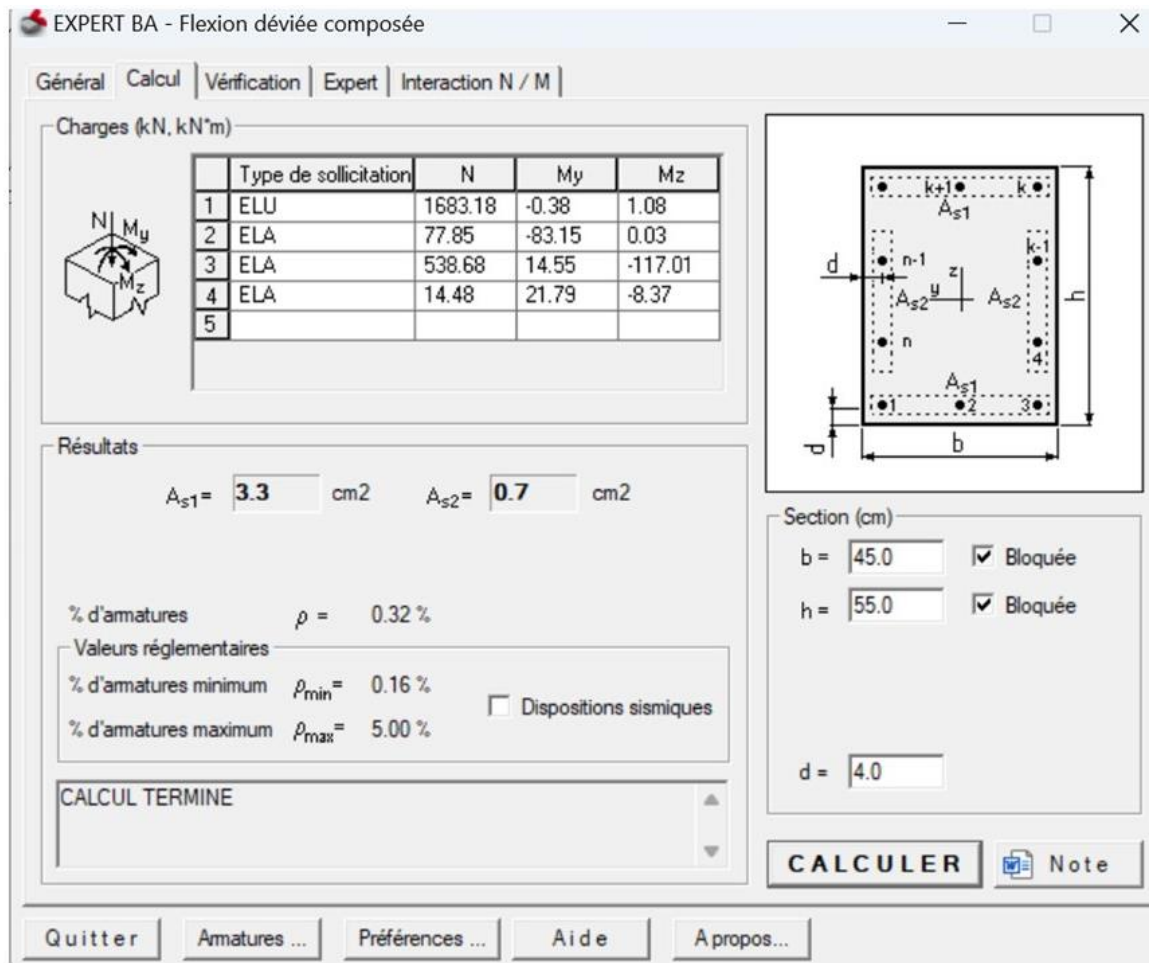


Figure VII-2 : Calcul des armatures

Les résultats dans le tableau suivant :

Niveaux	section(bxh) cm <sup>2</sup>	Ast cm <sup>2</sup>	A's cm <sup>2</sup>	Amin cm <sup>2</sup>	Aadp cm <sup>2</sup>	Choix des armatures
tout les niveaux	55x45	3.3	0.7	19.8	20.61	4HA20+4HA16

VII-2-Tableau choix des armatures

#### VII-4-Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plans perpendiculaire a l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière a empêcher le mouvement de celle-ci vers la paroi de poteau.

❖ Le diamètre  $\Phi_t$  Des armatures transversales doit être égal au moins à;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ cm} \text{ soit : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armature longitudinales des poteaux seront en cadrées par deux cadres en  $\Phi 8$  soit ( $A_t = 2.01$ ).

❖ L'espacement des armatures: (BAEL91 ArtA 8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm}\} = \min\{15 \times 1.6, 40 \text{ cm}, 45 + 10\}$$

$$S_t \leq 24 \text{ cm}$$

Avec:

a: est la petite dimension du poteau.

❖ Recommandations du RPA99 révisé 2003/art 7.4.2.2

✓ En zone nodale:

$$S_t \leq \min(10\phi, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.6, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

✓ En zone courante:

$$S_t \leq 15\phi^{\min}$$

$$S_t \leq 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$$

On adopte des espacement suivant:

✓ En zone nodale:  $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ En zone courante:  $S_t = 15 \text{ cm}$

### **Commentaire:**

A la zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en U superposées (avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

❖ Vérification de la quantité d'armature RPA99/ART7.4.2.2

$$\lambda_g = \frac{0.7l_0}{b} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 3 < 4.76 < 5 \Rightarrow \text{interpoler entre les valeurs précédentes}$$

(tel que b est le plus petit cote des poteaux, parallèle au plan de flambement)

$$X = 4.76 \quad Y = ?$$

$$X_1 = 3 \quad Y_1 = 0.8$$

$$X_2=5 \quad Y_2=0.3$$

$$Y = Y_1 + \left[ \left( \frac{X - X_1}{X_2 - X_1} \right) (Y_2 - Y_1) \right]$$

$$Y = 0.8 + \left[ \left( \frac{1.76}{2} \right) (-0.5) \right] \Rightarrow Y = 0.36$$

Alors :

$$A_t^{\min} = 0.0036 \times 15 \times 45 = 2.43 \text{ cm}^2$$

▪ Calcul des armatures transversales selon RPA99 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} = \frac{10 \times 2.5 \times 202.878 \times 10}{45 \times 400} = 2.82 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA8=3.02cm<sup>2</sup>

▪ Longueur de recouvrement :

$$LR = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = 0.882 \leq \overline{\tau_b} = \rho_a f_{c28} = 1$$

### VII-5-Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 A.4.5.2})$$

$$7.314 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{CV})$$

# **Chapitre VIII**

Ferraillages des voiles

### VIII-1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures:

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

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, pour ce la nous ferrailons nos voiles par zones :

- Zone I → Niveaux RDC, 1 et 2
- Zone II → Niveaux 3, 4 et 5
- Zone III → Niveaux 6, 7, 8 et 9

#### ➤ Combinaison d'action:

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l}
 \text{Selon le BAEL91} \\
 \text{Selon le RPA révisé 2003}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 1,35G+1,5Q \\
 G+Q \\
 G+Q\pm E \\
 0,8G\pm E
 \end{array} \right.$$

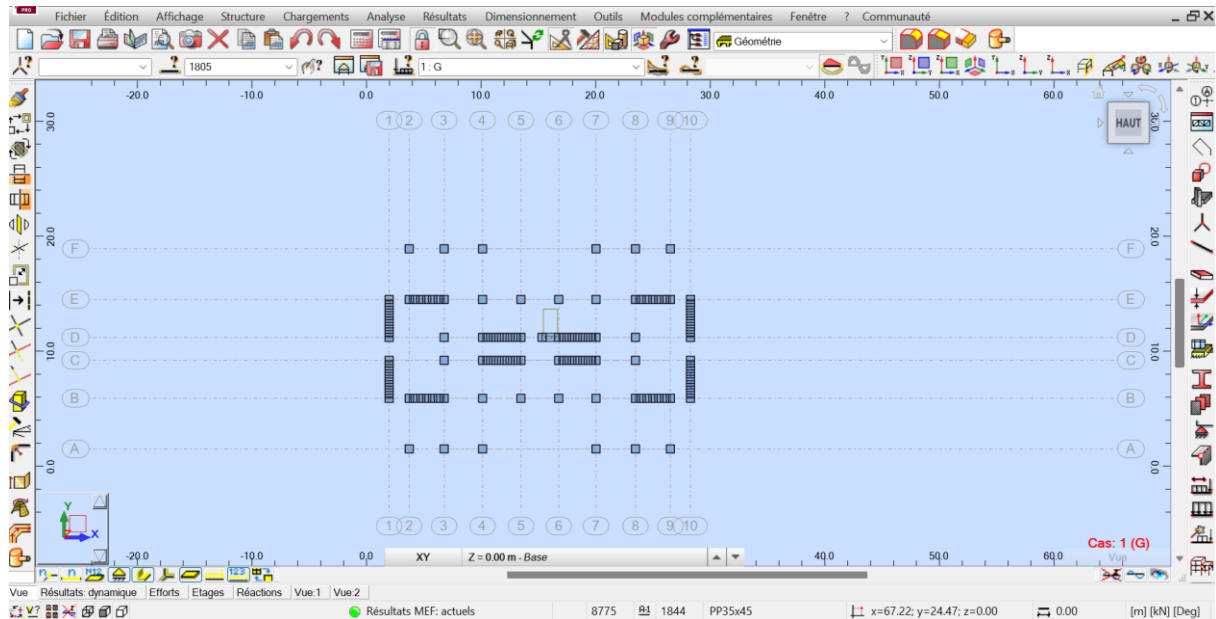


Figure VIII-1- Disposition des voiles

## VIII-2 Ferrillages des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

### VIII-2-1 Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des

Sollicitations les plus défavorables (N,M) en utilisant les formules suivantes.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

B:section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V':bras de levier .

$$V = V' = \frac{L \text{ voile}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right\}$$

Avec:

$h_e$ : hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

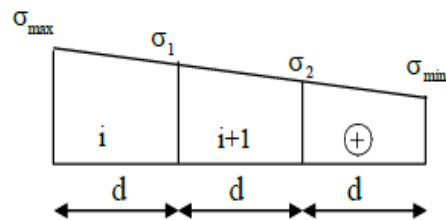
$L_t$  : longueur tendue:  $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



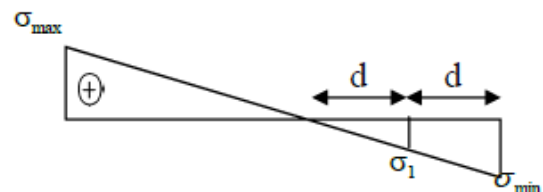
Avec:

$e$  : épaisseur du voile.

- **Section partiellement comprimée :**

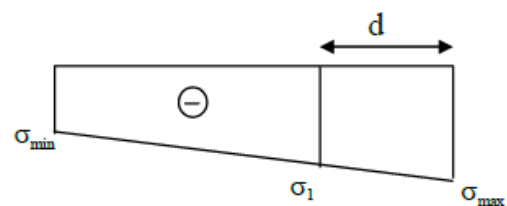
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



- **Section entièrement tendue:**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



### VIII-2-2 Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_V = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

**B**: section du voile

$$\sigma_{s2} = 348 \text{ MPa}$$

**- Section partiellement comprimée:**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**-Section entièrement tendue:**

$$A_v = \frac{N_i}{f \sigma_{s2}}$$

$$\sigma_{s2} = 348 \text{ MPa}$$

**VIII-2-3 Armatures minimales:****➤ Compression du béton:**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  Permètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \% \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton comprimée.}$$

**➤ Traction simple:**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{c28}}{f_e}$$

Avec:

B:section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu.

**VIII-2-4 Exigences de RPA 99 révisé 2003:**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des Trumeaux est donné Comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15%.
- En zone courantes 0,10%.

**VIII-2-5 Armatures horizontales:**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ . D'après le BEAL91.

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

D'après le RPA2003:  $A_H \geq 0,15\% \times B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  l'épaisseur du voile.

#### VIII-2-6 Armatures transversales:

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003. les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

#### VIII-2-7 Armatures de coutures:

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 \times V_u$$

$V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

#### VIII-2-8 Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{ 37,5 \text{ cm}, 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :

$e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié

Sur  $1/10$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

### VIII-2-9 Longueur de recouvrement:

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### VIII-2-10 Diamètre maximal:

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

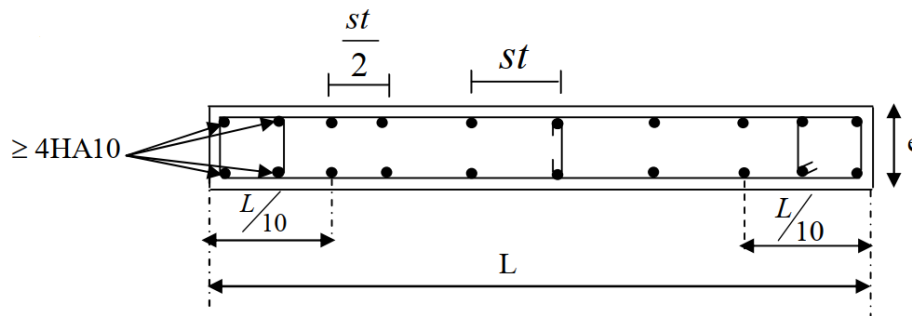


Figure VIII-2- Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### VIII-3 Vérification:

#### VIII-3-1 Vérification à L'ELS:

Pour cet état ,il considère :

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

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec:

$N_{ser}$ : Effort normal appliqué

B: Section du béton

A: Section d'armatures adoptée

### VIII-3-2 Vérification de la contrainte de cisaillement:

#### • D'après le RPA99 révisé 2003:

$$\tau_b \leq \tau_{b0} = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_u, \text{calcul}$$

Avec:

$b_0$ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

h:Hauteur totale de la section brute

#### D'après le BAEL91:

Il faut vérifier que :

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

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

Avec:

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable}$$

### VIII-4 Exemple de calcul:

Soit à calculer le ferrailage du voile sans Y-Y

$$L=3,3\text{m}, e=0,20\text{m}$$

$$I=0,6\text{m}^4, V=V'=1,65\text{m}, B=0,66\text{m}^2, N=678,88\text{KN}, M=2826,126\text{KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{678,88}{0,66} + \frac{2826,126 \times 1,65}{0,6} = 8800,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} = \frac{678.88}{0.66} - \frac{2826.126 \times 1.65}{0.6} = -6743.24 \text{ KN/m}^2$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{8800.45}{8800.45 + 6743.24} \times 3.3 = 1.87 \text{ m}$$

$L_c = 1.87 \text{ m} \rightarrow$  La section est partiellement tendue  $\rightarrow L_t = 1.43 \text{ m}$

Avec :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 1.25 \text{ m}$$

➤ **1<sup>er</sup> tronçon:**

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \times \frac{d}{L} = 2912.69 \text{ KN / m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2}\right) \times d \times e = 1464.14 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales:**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 36.60 \text{ cm}^2$$

➤ **2<sup>eme</sup> tronçon:**

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right) \times d \times e = 478.82 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales:**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 11.97$$

➤ **Armatures minimales:**

$$A_{\min} = \left(0.15\% B, \frac{B \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

Telque  $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max(3.75 \text{ cm}^2, 13.12 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 13.12 \text{ cm}^2$$

Le ferrillage adopté sur toute la longueur du voile est  $A_v = 36.60 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures horizontales:**

$$\text{D'après le BAEL91: } A_H = \frac{A_v}{4} = 9.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA révisé 2003 : } A_H \geq 0,15\% \times B = 9.9 \text{ cm}^2$$

Soit : 18 HA10 = 14,13 cm<sup>2</sup> soit: 5 HA10/ml avec: S<sub>t</sub> = 20 cm

➤ **Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

➤ **Armature de coutures:**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \text{ Avec: } T = 1.4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 523.55}{400 \times 10^{-1}} \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 20.16 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des contraintes de cisaillement:**

➤ **BAEL 91:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{523.55 \times 10}{25 \times 0.9 \times 306} = 0.760 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.760 \text{ MPa} < \tau_u = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **RPA99 révisé 2003:**

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1.4 \times 523.55 \times 10}{25 \times 0.9 \times 306} = 1.06 \text{ MPa}$$

Avec :

$$T = 1.4 \times V_u$$

$$\tau_b = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS:**

Il faut vérifier que:  $\sigma_b \leq 0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{678.88 \times 10}{20 \times 330 + 15 \times 36.60} = 0.949 \text{ MPa} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_b=0.949MPa \leq 15MPa \Rightarrow$  Condition vérifiée

### VIII-5 Ferrailages des voiles:

(Voiles sens Y-Y:VI-VII-VIII):

		Ferrailages des voiles sens Y-Y				
		ZONE		I	II	III
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L	(m)	3.3	3.3	3.3	
	e	(m)	0.20	0.2	0.2	
	B	(m <sup>2</sup> )	0.66	0.66	0.66	
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{max}$	(kN/m <sup>2</sup> )	8800.45	2392.65	1577.67	
	$\sigma_{min}$	(kN/m <sup>2</sup> )	-6743.24	-1257.53	-921.46	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	T	(KN)	732.97	473.76	185.40	
	Vu	(KN)	523.55	338.4	132.43	
	Lc	(m)	1.87	2.16	2.08	
	Lt	(m)	1.43	1.14	1.22	
	d	(m)	1.25	1.43	1.39	
	$\sigma_1$	(kN/m <sup>2</sup> )	2912.69	810.91	525.01	
	$\sigma_2$	(kN/m <sup>2</sup> )	-2975.07	-770.84	-527.66	
	N <sub>1</sub>	(kN)	1464.14	458.11	292.27	
	N <sub>2</sub>	(kN)	-478.82	-63.87	-55.11	
<b>Armatures minimales</b>	A <sub>v min/bande</sub>	(cm <sup>2</sup> )	13.13	15.02	14.60	
<b>Armatures verticales</b>	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	36.60	11.45	7.31	
	A <sub>v2</sub>	(cm <sup>2</sup> )	11.97	1.60	1.38	
<b>Armatures de coutures</b>	A <sub>vj/bande</sub>	(cm <sup>2</sup> )	20.16	13.03	5.10	
<b>Armatures verticales adoptées</b>	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	56.76	24.48	12.41	
	Choix de la section	(cm <sup>2</sup> )	30 HA 16	16 HA14	12 HA12	
	A (adoptée)	(cm <sup>2</sup> )	60.32	24.63	13.57	
	A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	32.13	14.63	6.48	
	Choix de la section	(cm <sup>2</sup> )	16 HA16	10 HA14	6 HA12	
	A (adoptée)	(cm <sup>2</sup> )	32.17	15.39	6.79	
<b>Armatures horizontales</b>	S <sub>v1</sub>	(cm)	12.00	12	12	
	S <sub>v2</sub>	(cm)	12.00	12	12	
	A <sub>h</sub>	(cm <sup>2</sup> )	15.08	6.16	3.39	
	Choix de la section	(cm <sup>2</sup> )	16 HA10	14 HA8	6 HA8	
	A <sub>h</sub> (adoptée)	(cm <sup>2</sup> )	12.57	7.04	3.02	
<b>Armatures transversales</b>	A <sub>t</sub> (adoptée)	(cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA 8 /m <sup>2</sup>			
<b>Vérification</b>	$\tau_b=5$	MPa	0.88	0.57	0.22	
	$\tau_u=2,5$	MPa	1.23	0.80	0.31	
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	0.16	0.12	0.14	

## Voiles sens X-X (VI-VII-VIII):

	Ferrillages des voiles sens X-X				
	ZONE		I	II	III
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L	(m)	3.35	3.35	3.35
	e	(m)	0.20	0.2	0.2
	B	(m <sup>2</sup> )	0.67	0.67	0.67
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{\max}$	(kN/m <sup>2</sup> )	7112.01	4507.84	1470.38
	$\sigma_{\min}$	(kN/m <sup>2</sup> )	-3162.6	1185.36	329.43
	Nature de la section		SPC	SET	SET
	T	(KN)	354.26	406.57	155.51
	Vu	(KN)	253.04	290.41	111.08
	Lc	(m)	2.32	0.00	0.00
	Lt	(m)	1.03	2.65	2.74
	d	(m)	1.43	1.43	1.43
	$\sigma_1$	(kN/m <sup>2</sup> )	2726.13	3089.59	983.35
	$\sigma_2$	(kN/m <sup>2</sup> )	-1659.75	0.00	0.00
	N <sub>1</sub>	(kN)	1406.85	1086.43	350.88
	N <sub>2</sub>	(kN)	-62.41	0.00	0.00
	<b>Armatures minimales</b>	A <sub>v min/bande</sub>	(cm <sup>2</sup> )	15.02	15.02
<b>Armatures verticales</b>	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	35.17	27.16	8.77
	A <sub>v2</sub>	(cm <sup>2</sup> )	1.56	0.00	0.00
<b>Armatures de coutures</b>	A <sub>vj/bande</sub>	(cm <sup>2</sup> )	9.74	11.18	4.28
<b>Armatures verticales adoptées</b>	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	44.91	38.34	13.05
	Choix de la section	(cm <sup>2</sup> )	24 HA 16	26 HA14	12 HA12
	A (adoptée)	(cm <sup>2</sup> )	48.25	40.02	13.57
	A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	11.30	0.00	0.00
	Choix de la section	(cm <sup>2</sup> )	16 HA16	0.00	0.00
<b>Armatures horizontales</b>	A (adoptée)	(cm <sup>2</sup> )	32.17	0.00	0.00
	S <sub>v1</sub>	(cm)	12.00	12	12
	S <sub>v2</sub>	(cm)	12.00	0	0
	A <sub>h</sub>	(cm <sup>2</sup> )	12.06	10.01	3.39
	Choix de la section	(cm <sup>2</sup> )	16 HA10	14 HA10	8 HA8
A <sub>h</sub> (adoptée)	(cm <sup>2</sup> )	12.57	11.00	4.02	
<b>Armatures transversales</b>	A <sub>t</sub> (adoptée)	(cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA 8 /m <sup>2</sup>		
<b>Vérification</b>	$\tau_b=5$	MPa	0.42	0.48	0.18
	$\tau_u=2,5$	MPa	0.59	0.67	0.26
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	0.19	0.18	0.17

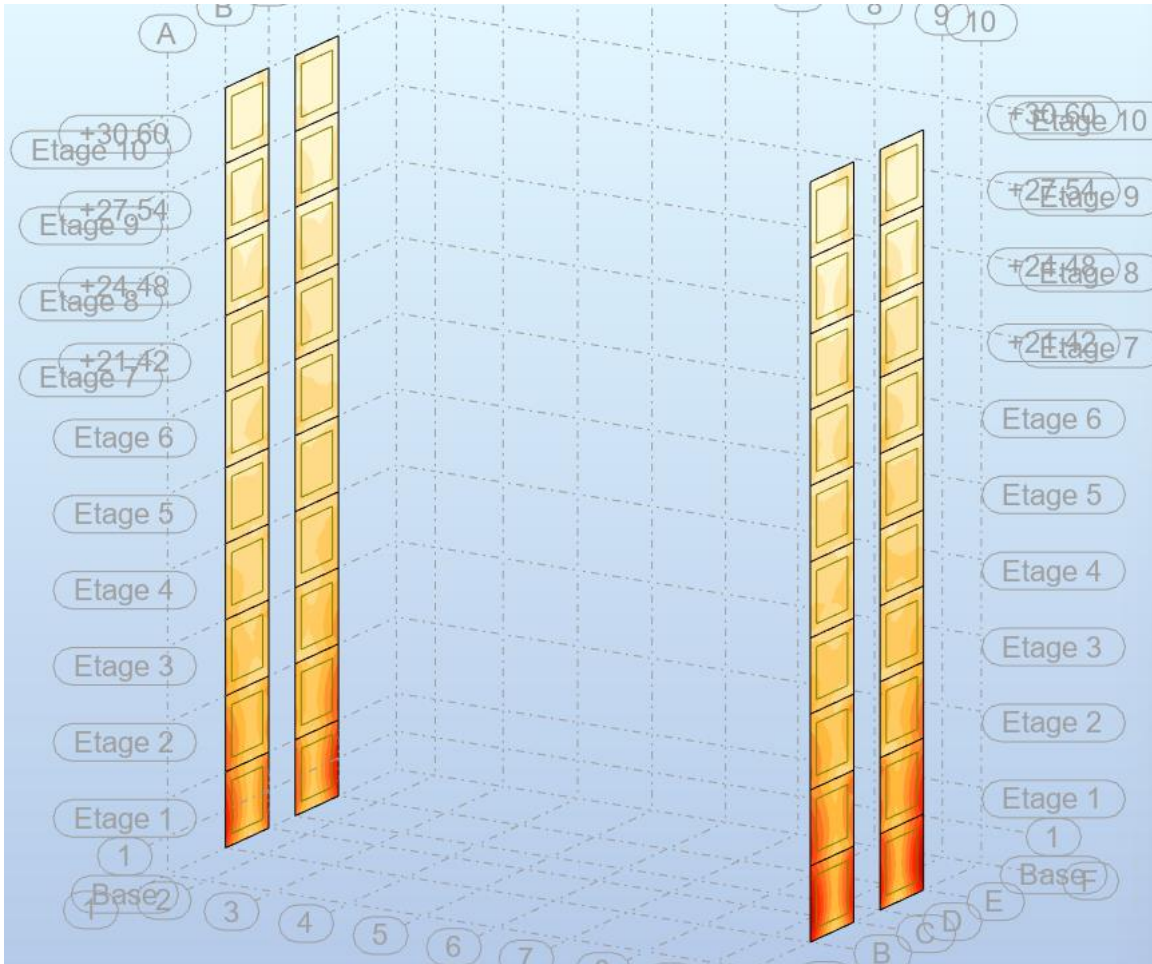


Figure VIII-3 : Répartition des efforts N par combinaisons ACC sens Y-Y

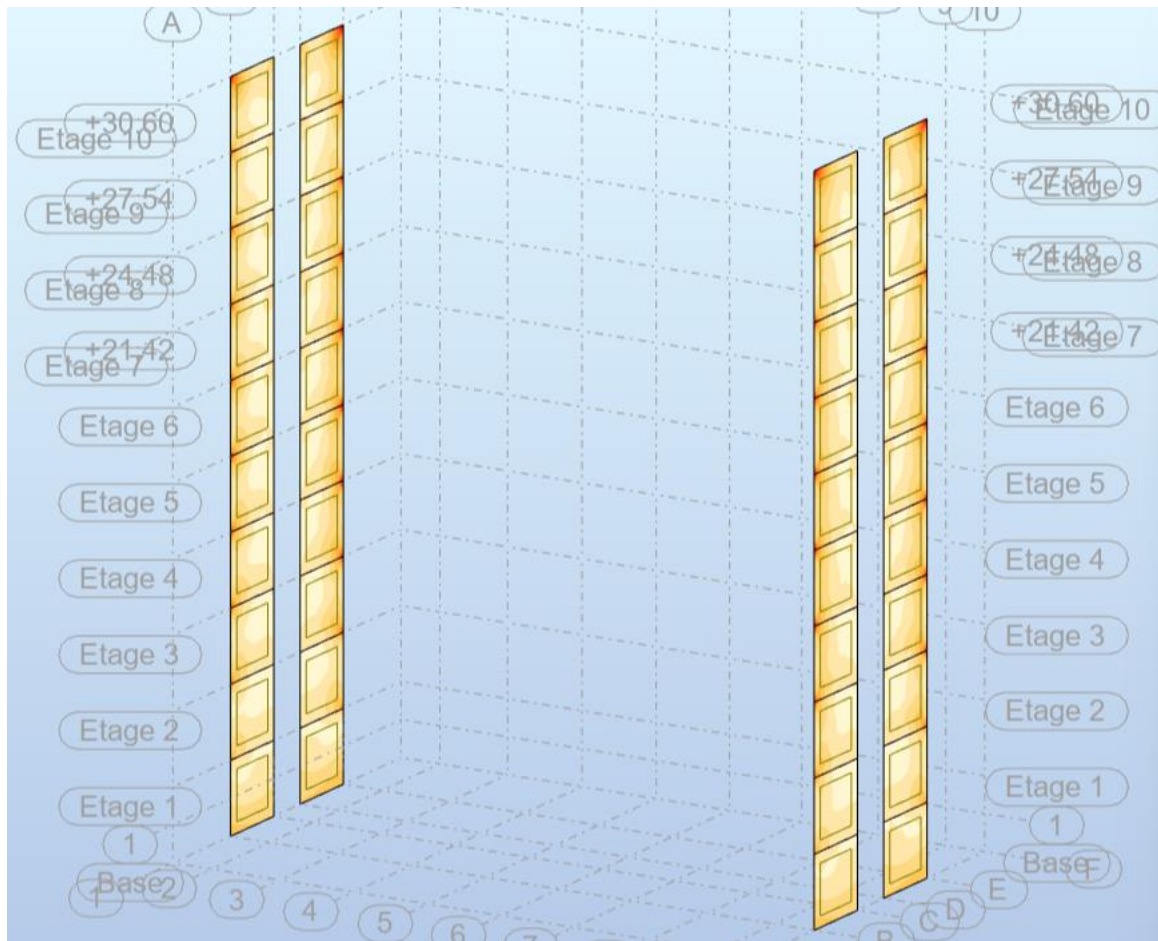


Figure VIII-4 : Répartition des moments M par combinaisons ACC sens Y-Y

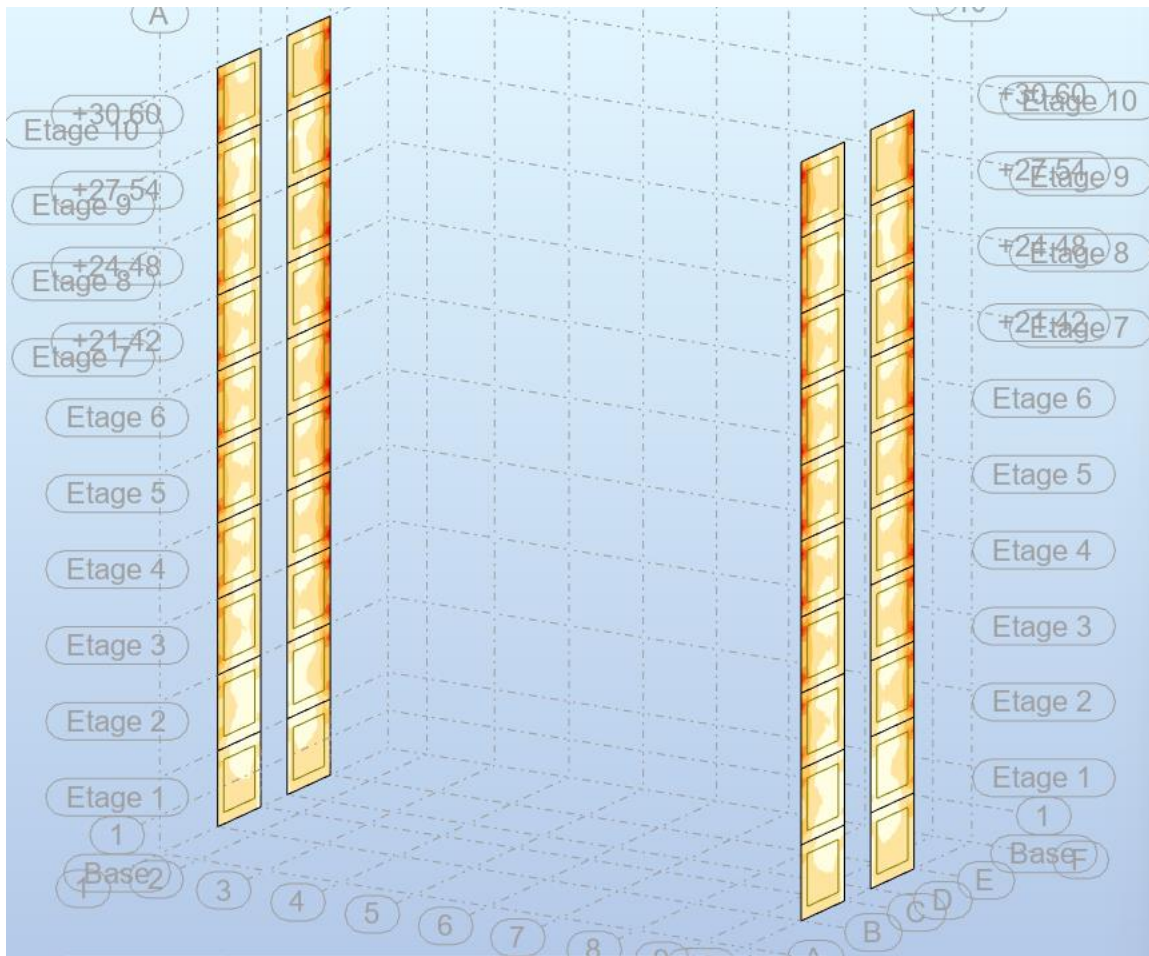


Figure VIII-5 : Répartition des efforts tranchant par combinaisons ACC sens Y-Y

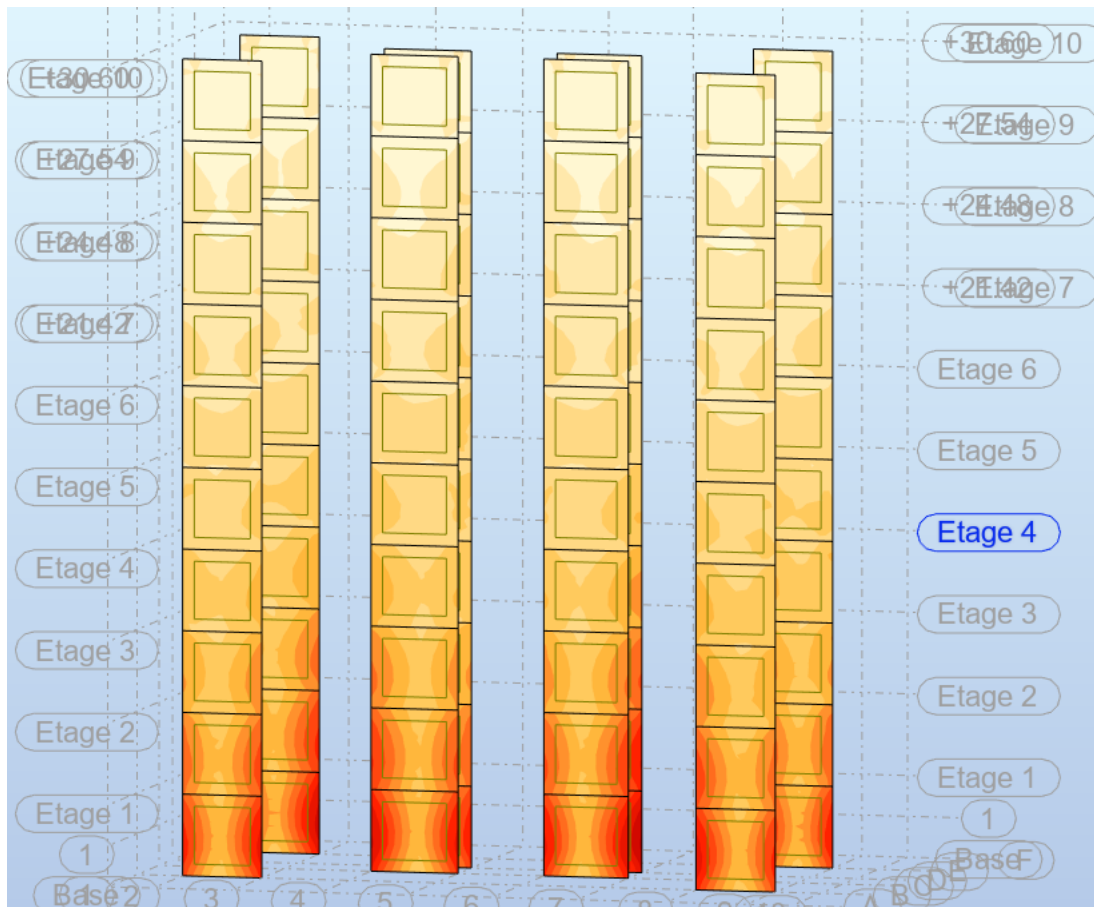


Figure VIII-6 : Répartition des efforts N par combinaisons ACC sens X-X

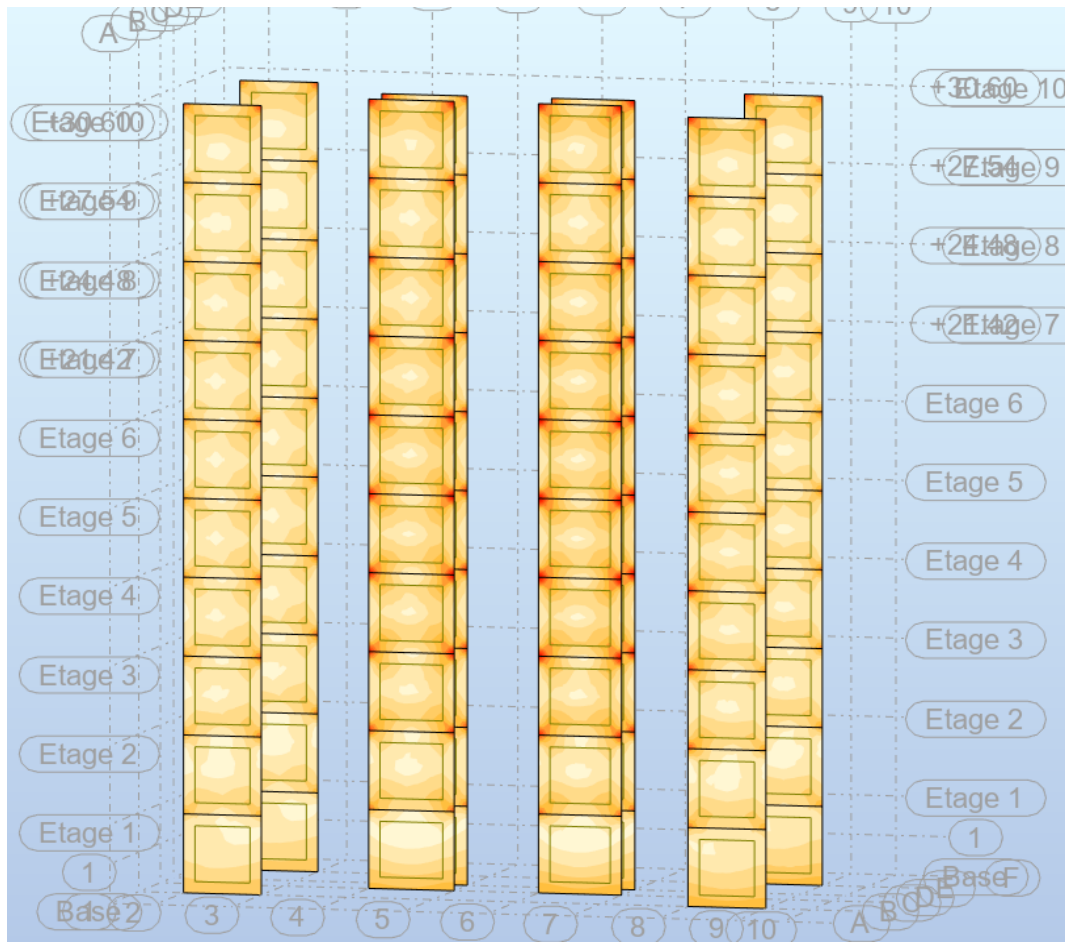


Figure VIII-7 : Répartition des moments  $M$  par combinaisons ACC sens X-X



Figure VIII-8: Répartition des efforts tranchants par combinaisons ACC sens X-X

# **Chapitre IX**

Etude de l'infrastructure

**IX-1 Introduction:**

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges sismiques.

**Etude de sol :**

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égal à 1.8 bars (sol meuble).

**Remarque :**

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m<sup>3</sup> de ciment

**- Le choix de type de fondation dépend de :**

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

**-Différents types de fondations:**

- ❖ Fondation superficielle (Semelles isolées ,filantes ,radiers).
- ❖ Semi profondes (les puits).
- ❖ Profondes(les pieux)
- ❖ Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

**-Choix de type de fondation:**

Fondations superficielles de type:

- Semelle isolée
- Semelle filante.
- Radier général.

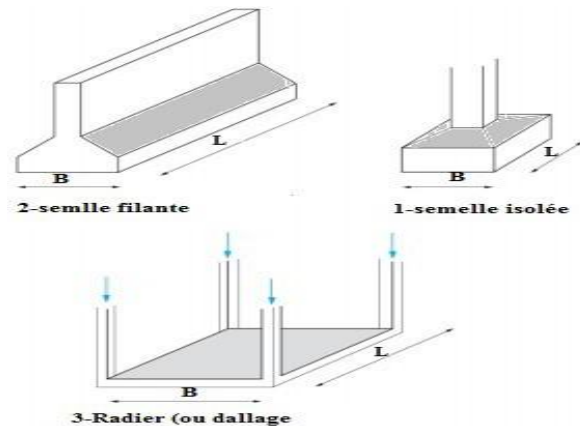


Figure IX-1 Type de fondation superficielle

**IX-2 Calcul des fondations:**

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations

On doit vérifier la condition suivante:  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec:

$\sigma_{sol}$ : Contrainte du sol.

**S**: Surface de la fondation.

**N** : Effort normal appliqué sur la fondation

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poteau	N(KN)	Poteau	N(KN)	Poteau	N(KN)
1	821.86	17	400.71	33	385.46
2	1219.85	18	924.27	34	546.43
3	1183.91	19	593.04	35	546.02
4	1199.52	20	594.55	36	1220.08
5	1233.11	21	619.38	37	1173.06
6	811.37	22	598.09	38	1164.8
7	461.6	23	933.6	39	1222.29
8	557.81	24	397.39	40	550.35
9	554.52	25	449.77	41	540.75
10	1226.48	26	913.85	42	381.36
11	1102.44	27	549.52	43	795.96
12	1067.71	28	545.51	44	1205.83
13	1228.41	29	554.76	45	1171.88
14	566.31	30	546.5	46	1186.22
15	554.4	31	922.28	47	1220.66
16	466.92	32	454.57	48	805.48

Tableau IX-1 Effort normal appliqué sur les fondations

### IX-2-1 Choix du type de fondation:

#### -Calcul des semelles isolées:

##### ➤ Pré-dimensionnement:

Pour  $\sigma_{sol}=1.8\text{bar}$ .

Semelle S<sub>1</sub>(semelle de rive):

$$N = 821.86\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} M_z = 13.149\text{KN} \cdot \text{m} \\ M_y = 2.061\text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow \begin{cases} A \cdot B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

On a :  $a=55\text{cm}$  ,  $b=45\text{cm}$  donc  $A =0.82B$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{0.82 \times \sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{821.86}{0.82 \times 180}} = 2.36\text{m}$$

On prend  $B = 2.5\text{ m}$

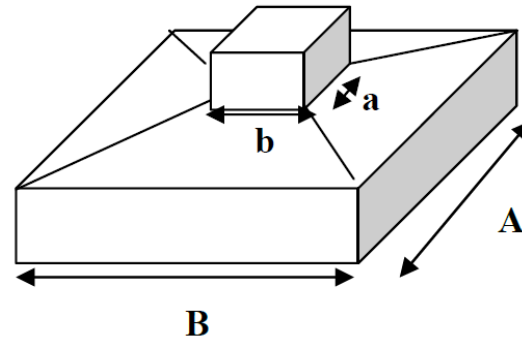


Figure IX-2 Semelle isolées

Semelle S<sub>2</sub>:(semelle d'intermédiaire) :

$$N = 557.81\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} M_z = 5.056\text{KN} \cdot \text{m} \\ M_y = 17.322\text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \begin{cases} A \cdot B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

On a :  $a=55\text{cm}$  ,  $b=45\text{cm}$  donc  $A =0.82B$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{0.82 \times \sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{557.81}{0.82 \times 180}} = 1.94\text{m}$$

On prend  $B = 2\text{m}$

Semelle S<sub>3</sub>:(semelle de centre) :

$$N = 1220.08\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} M_z = 8.528\text{KN} \cdot \text{m} \\ M_y = 1.896\text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \begin{cases} A \cdot B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

On a :  $a=55\text{cm}$  ,  $b=45\text{cm}$  donc  $A =0.82B$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{0.82 \times \sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1220.08}{0.82 \times 180}} = 2.87m$$

On prend  $B = 2m$

**Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles on passe alors à l'étude des semelles filantes.

Dans ce projet, nous proposons en deuxième lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une première vérification :  $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

**S<sub>s</sub>**: Section des semelles filantes.

**S<sub>b</sub>**: Section du bâtiment

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

-Semelles filantes:

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_s}$

Tel que:

$$N = \sum N_{iPOTEAU} + \sum N_{iVOILE}$$

$S_s = B \times L$  (section des semelles filantes)

**B**: Largeur de la semelle.

**L**: Longueur de la file considérée

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Avec:

$$N = \sum N_i$$

$N_i$ : Effort normal provenant du poteau et voile.

La surface totale des semelles est donné par:

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_s = \frac{57920.92}{180} = 321.78m^2$$

**Vérification :**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut:

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut: Surface de bâtiment :  $S_b = 419.80m^2$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{321.78}{419.8} = 0.59 = 0.77\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

-Radier générale :

**Introduction:**

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus ( nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

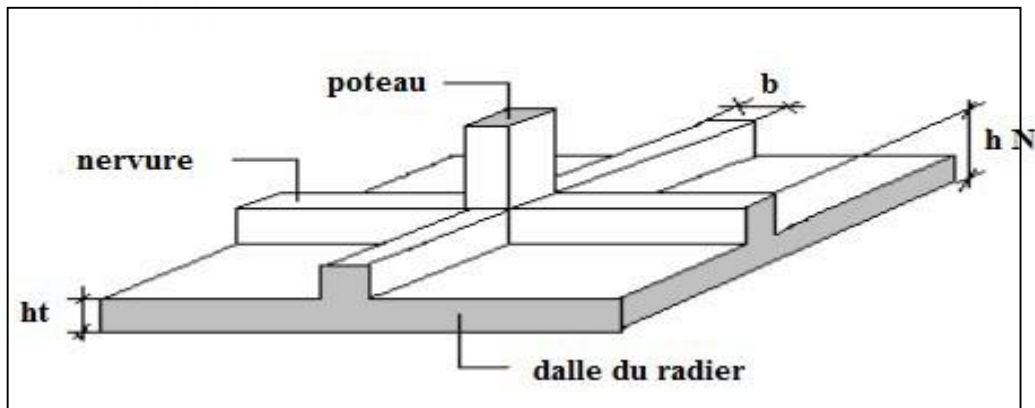


Figure IX-3 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

### IX-2-2 Etude de radier:

Pour des raisons pratiques «coffrage » le radier va être bordé de 50cm de chaque côté.

La surface totale d'un radier est: 419.80m<sup>2</sup>

#### IX-2-2-1 Pré-dimensionnement du radier:

Il consiste à déterminer la hauteur du radier pour résister aux efforts apportés par la superstructure et l'effort de sous-pression.

Cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes

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

#### 1)- La hauteur du radier :

##### a) selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} \geq 25\text{cm}$ )

##### b) Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4.5m \Rightarrow \frac{480}{8} \leq h \leq \frac{480}{5} \Rightarrow 60 \leq h \leq 96$$

On prend : **h=80cm**

**c) Condition de rigidité :**

$$\text{On utilise un radier rigide } L \leq \frac{\pi}{2} L_e ; L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}}$$

**L:** est la plus grande portée entre deux poteaux

**L<sub>e</sub>:** Longueur élastique(m)

**K:** coefficient de rigidité du sol, rapporté à l'unité de surface. **K = 40 MPa**(HENRY Thonier).

**I :**Inertie de la section du radier. (I=bhr<sup>3</sup>/12)

**E :** module de déformation longitudinale différée(E=3.2×10<sup>4</sup>MPa)

**b :** Largeur de panneaux plus sollicité

De la condition précédente ,nous tirons h:

$$h \geq \sqrt[3]{\left[ \frac{2}{\pi} L_{\max} \right]^4 \times \frac{3K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left[ \frac{2}{\pi} \times 4.8 \right]^4 \times \frac{3 \times 40}{3.2 \times 10^4}} = 0.68m$$

On prend: **h = 70cm**

**2)- La dalle :** la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24cm$$

On prend : **h<sub>d</sub> = 30cm**

**3)- La nervure :** la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{480}{10} = 48cm$$

On prend : **h<sub>n</sub> = 50cm**

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 80$  cm .....Hauteur total du radier

$h_n = 50$ cm ..... Hauteur de la nervure

$h_d = 30$  cm..... Hauteur de la dalle

$b = 55$  cm..... Largeur de la nervure

**IX-2-2-2 Détermination de la surface nécessaire du radier**

Avec :

A l'ELU:  $N_u = 79106.11$ KN

A l'ELS :  $N_s = 57920.92$ KN

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2\sigma_{\text{sol}}} = \frac{79106.11}{2 \times 180} = 219.74 \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{57920.92}{180} = 321.87 \text{m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 418.80 \text{m}^2 > \max(S_1, S_2)$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur  $L_d$  d'après les règles de BAEL, et qu'il sera calculer comme suit :

Soit un débord de  $L_d = 50$  cm sur les quatre cotés.

D'après le calcul, la surface de débord  $S_d = 58.4 \text{m}^2$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}} = 477.2 \text{m}^2$$

**IX-2-3 Détermination des efforts :****-Charge Permanente :**

$G_{\text{infrastructure}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)}$

$$G_{\text{infrastructure}} = 25 \times 0.3 \times 477.2 + 628.95 + 28632 = 32839.95 \text{KN}$$

$$G_{\text{Total}} = G_{\text{infrastructure}} + G_{\text{superstructure}}$$

$$G_{\text{Total}} = 32839.95 + 51835.15 = 84675.1 \text{KN}$$

$$Q_{Total} = Q_{superstructure} + Q_{infrastructure}$$

$$Q_{Total} = 6085.77 + 1.5 \times 477.2 = 6801.57 \text{ KN}$$

**-Combinaison d'action :**

$$AL'ELU : N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 84675.1 + 1.5 \times 6801.57 = 124513.74 \text{ KN}$$

$$A L'ELS : N_s = G + Q = 84675.1 + 6801.57 = 91476.67 \text{ KN}$$

**IX-2-3-1 Vérification de contrainte de cisaillement :**

$$b = 1 \text{ m}, d = 0.9h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m} = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u(\max)}}{b d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_{u \max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{2 \times S_{radier}} = \frac{124513.74 \times 1 \times 4.8}{2 \times 477.2} = 626.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{626.22 \times 10^3}{270 \times 10^3} = 2.3 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

**IX-2-3-2 Vérification à l'effort sous pressions :**

$$P \geq \alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m<sup>3</sup>

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 0.8 m.

$\alpha$  : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1,5$

$$P = G_{infrastructure} + G_{superstructure} = 84675.1 \text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 477.2 \times 10 \times 0.8 = 5726.4 \text{ KN}$$

$$P = 84675.1 \text{ KN} \geq 5726 \text{ KN} \Rightarrow CV$$

**IX.2.3.3 Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$(N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28})$$

**•Vérification pour les poteaux :**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante.

$$(N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28})$$

$N_u$  : charge de poteau à LELU égale à 1683.26KN

$U_c$  : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a + h) + 2(b + h) = 2(0.55 + 0.5) + 2(0.45 + 0.5) = 4m$$

$$N_u = 1683.26 \leq 0.045 \times 4 \times 25000 = 4500 \text{KN} \rightarrow \text{CV}$$

$h$  : hauteur de la nervure égale à 50 cm

• **Vérification pour les voiles :**

Pour une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$

Il faut vérifier que ( $N_u \leq 0.045 \times U_i \times f_{c28}$ )

$$U_i = (0.20 + 1 + 2 \times 0.5) \times 2 = 4.4m$$

$N_u$  : charge de calcul à L'ELU du voile le plus sollicité vaut 770.46 KN

Donc :

$$0.045 \times 4.4 \times 25000 = 4950 \text{ KN}$$

$$770.46 \text{KN} \leq 4950 \text{KN} \rightarrow \text{CV}$$

**IX-4-1 Vérification de la stabilité du radier :**

A l'aide logiciel **Robot structural analysis** on a déterminé

A l'ELU :  $\sigma_1 = 245.78 \text{ KN/m}^2$  ;  $\sigma_2 = 210.87 \text{ KN/m}^2$

A l'ELS :  $\sigma_1 = 180.20 \text{ KN/m}^2$  ;  $\sigma_2 = 154.54 \text{ KN/m}^2$

**Vérification des contraintes :**

• **A l'ELU :**

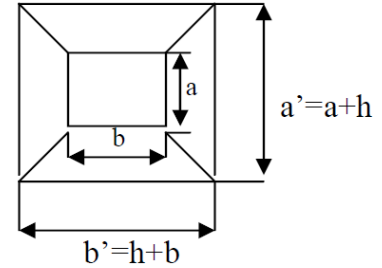
$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 245.78 + 210.87}{4} = 237.05 \text{KN} / \text{m}^2 \leq 1.33 \times 180 = 239.4 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

• **A l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 180.20 + 154.54}{4} = 173.78 \text{KN} / \text{m}^2 \leq 180 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{CV}$$



### IX-3 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les piliers de l'ossature.

#### IX-3-1 Les contraintes prise en compte dans les calculs :

$$\bullet \text{A l'ELU : } q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 237.05 - \frac{3579}{477.2} = 229.55 \text{KN} / \text{m}^2$$

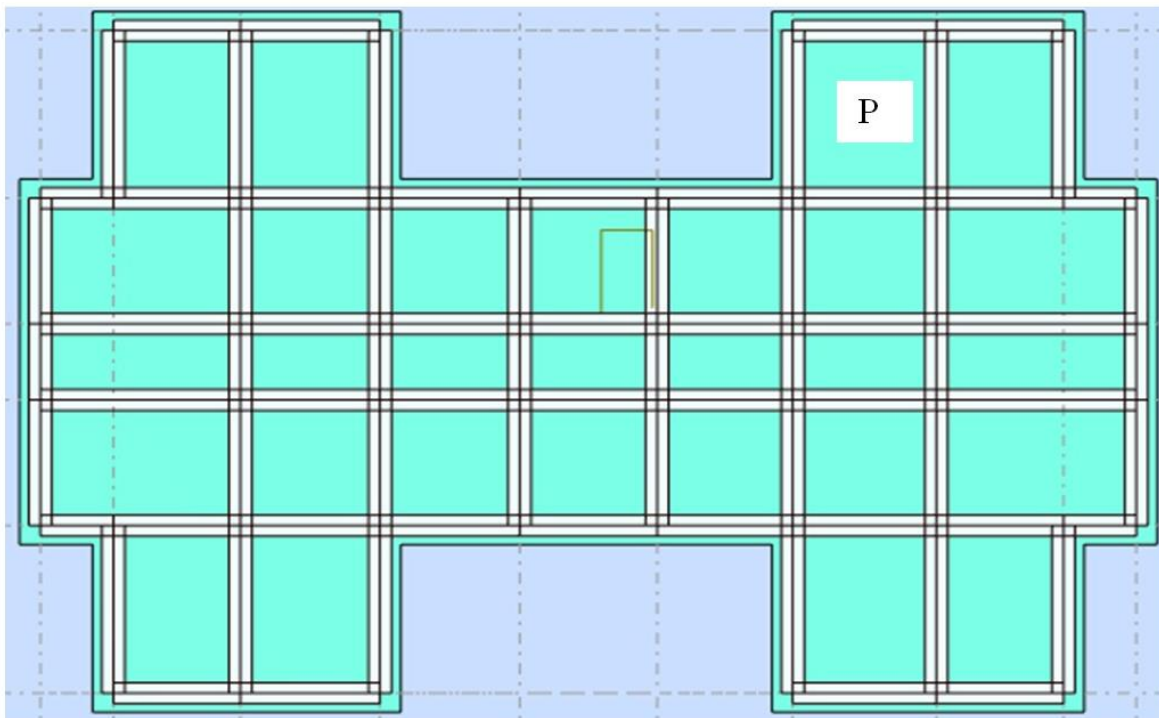
$$\bullet \text{A l'ELS : } q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 173.78 - \frac{3579}{477.2} = 166.28 \text{KN} / \text{m}^2$$

#### IX-3-2 Pour le ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et en généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

#### IX-3-3 Identification des panneaux :



Le panneau p est le plus sollicité

Donc on le prend comme exemple de calcul :

$$L_x = 3.35 - 0.45 = 2.9 \text{ m}$$

$$L_y = 4.4 - 0.55 = 3.85 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.9}{3.58} = 0.81$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$  = la dalle travaille dans les deux sens

• Calcul a' L ELU :

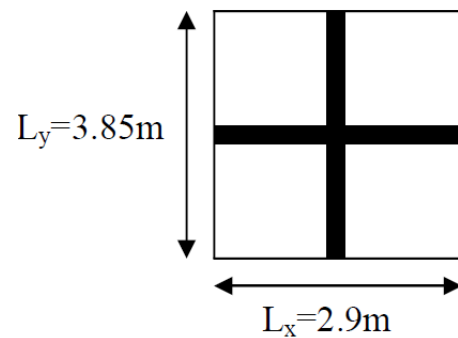
$$q_u = 229.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.055 \\ \mu_y = 0.622 \end{cases}$$

Calcul des moments  $M_x$  et  $M_y$  :

$$M_x = \mu_x \times q_u l_x^2 = 0.055 \times 229.55 \times 2.9^2 = 106.18 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.622 \times 106.18 = 66.04 \text{ KN.m}$$



**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (0,5) au appuis et (0,75) en travée.

- Ferrailage dans le sens X X:

- Aux appuis :

$$M_{app} = 0.5 M_x = 0.50 \times 106.18 = 53.09 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{53.09 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.051 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0.05 \Rightarrow \alpha = 0.064 \Rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{sa} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{53.09 \times 10^3}{0.974 \times 27 \times 348} = 5.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6 \text{ HA } 12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

-En travée :

$$M_t = 0.85 \times 106.18 = 90.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{90.25 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.087 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0.087 \Rightarrow \alpha = 0.114 \Rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_{sa} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{90.25 \times 10^3}{0.954 \times 27 \times 348} = 10.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7HA14 = 10.78 \text{ cm}^2$$

**- Ferrailage dans le sens YY :**

**- Aux appuis :**

$$M_{app} = 0.5M_y = 0.50 \times 66.04 = 33.02 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{33.02 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0.032 \Rightarrow \alpha = 0.041 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{sa} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{33.02 \times 10^3}{0.984 \times 27 \times 348} = 3.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

**-En travée :**

$$M_t = 0.85 \times 66.04 = 56.134 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{56.134 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.054 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0.054 \Rightarrow \alpha = 0.069 \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{sa} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{56.134 \times 10^3}{0.972 \times 27 \times 348} = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7HA14 = 10.78 \text{ cm}^2$$

**-Calcul à L'ELS :**

$$q = 166.28 \text{ KN/m .}$$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.055 \\ \mu_y = 0.622 \end{cases}$$

Calcul des moments  $M_x$  et  $M_y$  :

$$M_x = \mu_x \times q_u l_x^2 = 0.055 \times 166.28 \times 2.9^2 = 76.91 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.622 \times 76.91 = 47.84 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments  $M_a$ ,  $M_t$  dans les sens.

✓ **Sens XX :**

$$M_{app} = 0.5M_x = 0.5 \times 76.91 = 38.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_x = 0.85 \times 76.91 = 65.37 \text{ KN.m}$$

✓ **Sens YY :**

$$M_{app} = 0.5M_y = 0.5 \times 47.84 = 23.92 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_y = 0.75 \times 47.84 = 35.88 \text{ KN.m}$$

#### IX-4 Vérification :

##### IX-4-1 vérification de la condition de non fragilité du béton :

➤ **Dans le sens XX :**

$$A_{\min} \geq b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \left[ 3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :  $\rho_0 = 0.0008$  pour FeE400 (taux ou pourcentage d'acier minimal)

$$A_{\min} \geq 100 \times 30 \times \frac{0.0008}{2} \left[ 3 - \frac{2.9}{3.85} \right] = 2.7 \text{ cm}^2$$

➤ **Dans le sens YY :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times h \times b = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} \rightarrow \beta \rightarrow k$$

$$\sigma_b = K \sigma_s$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

Sens		$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{ad}$ (cm <sup>2</sup> )	$M_s$ (KN.m)	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	Obs
xx	Appuis	5.8	2.70	6.79	38.45	0.25	0.920	0.02	227.97	4.5	15	CV
	travée	10.07	2.70	10.78	65.37	0.399	0.903	0.027	248.72	6.7	15	CV
yy	Appuis	3.57	2.40	6.79	23.92	0.25	0.920	0.02	141.82	2.8	15	CV
	travée	6.15	2.40	10.78	35.88	0.399	0.903	0.027	136.51	3.68	15	CV

Tableau -1 : Vérification des contraintes dans le béton

**Remarque:**

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

**IX-4-2 Espacement (Art A8.2 242 BAEL91) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Direction la plus sollicitée (sens xx) :  $St = (14 ; 12) \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Direction la moins sollicitée (sens yy) :  $St = (14 ; 12) \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

**Conclusion :**

la condition est vérifiée dans les deux sens

**IX-5 Ferrailage des nervures :****IX-5-1 Les charges revenant aux nervures :**

$$q_u = 229.55 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 166.28 \text{ KN/ml.}$$

$$b = 55 \text{ cm, } h = 80 \text{ cm, } d = 75 \text{ cm}$$

Le **Robot structural analysis** nous permet de calculer les moments et tracer leur diagramme au niveau de la fondation

Sens transversal (yy) :

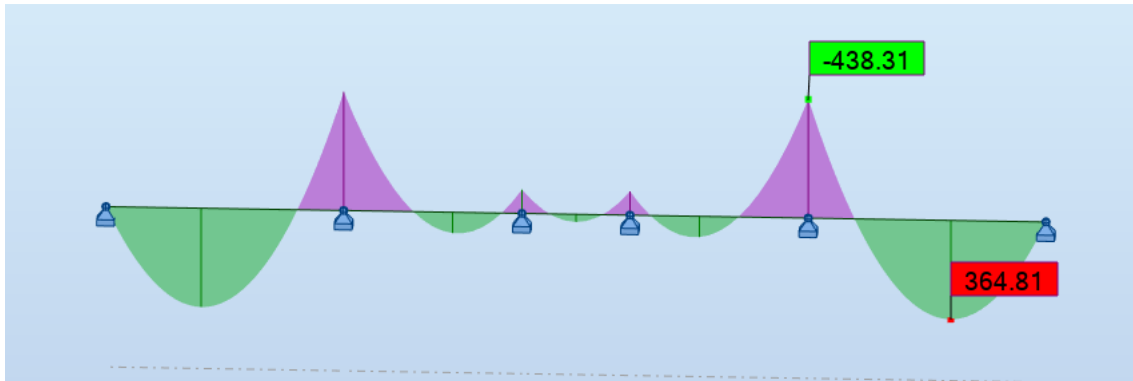


Figure IX-4 Diagramme de moment a l'ELU

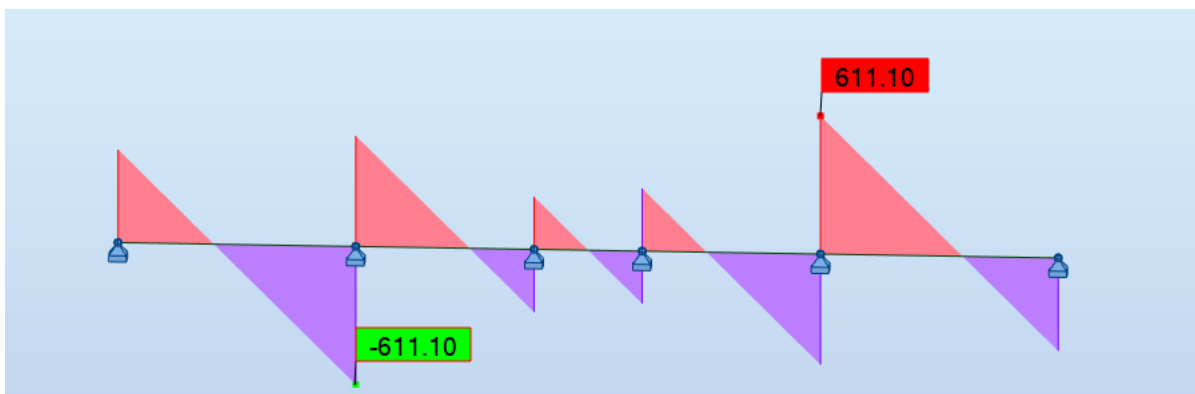


Figure IX-5 Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU

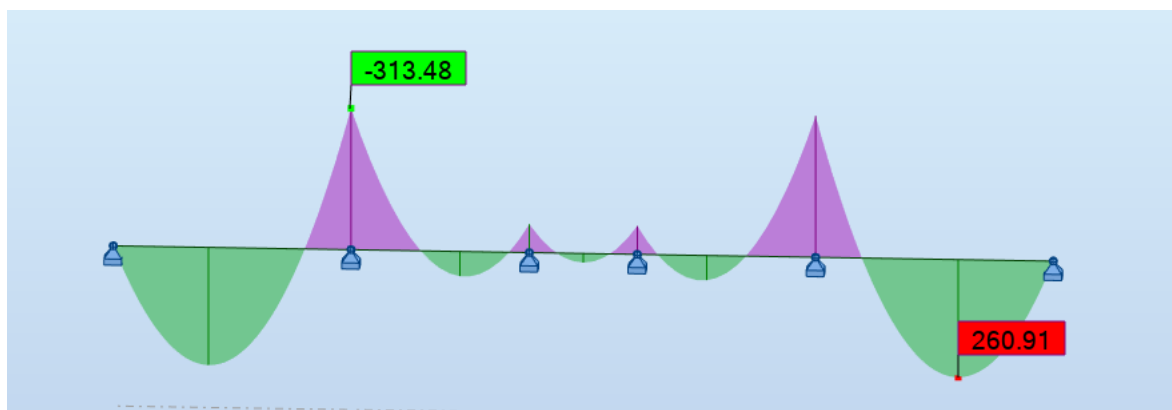


Figure IX-6 Diagramme de moment a l'ELS

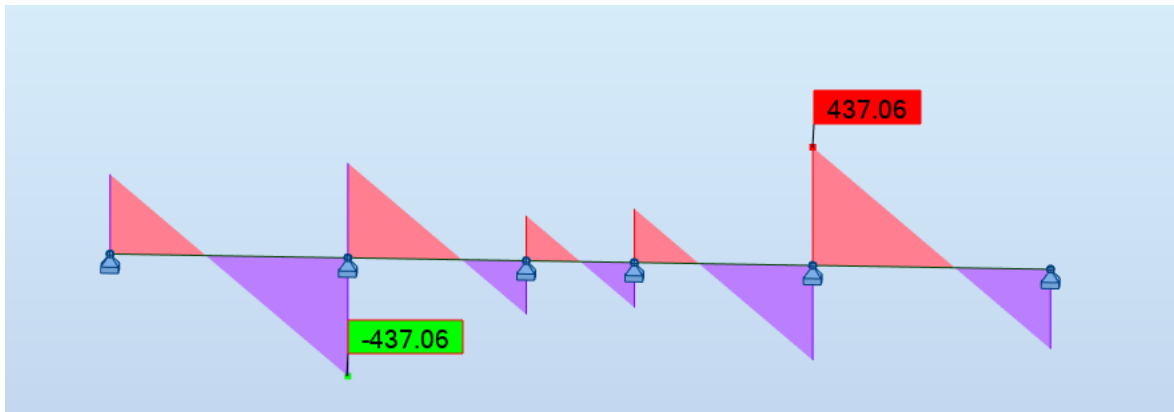


Figure IX-7 Diagramme de l'effort tranchant a l'ELS

Sens longitudinal (xx) :

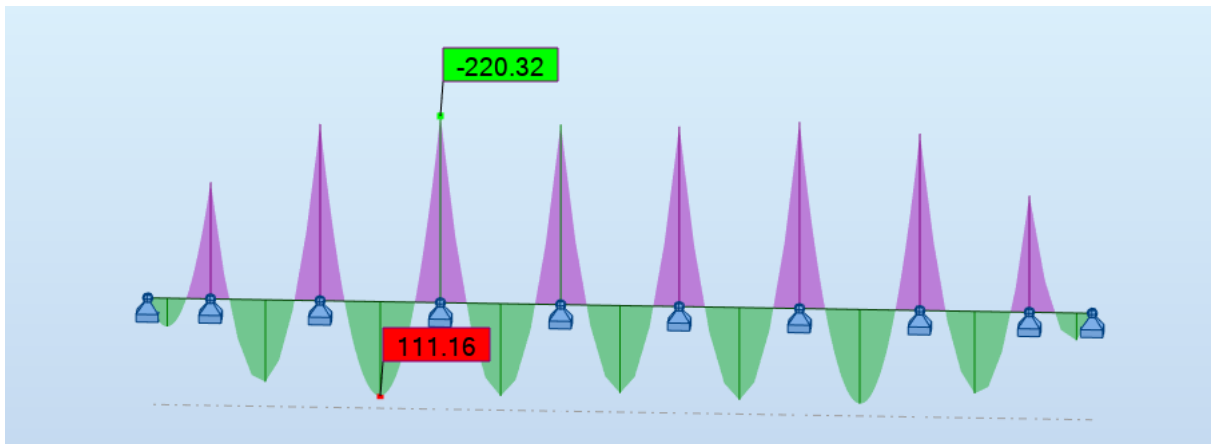


Figure IX-8 Diagramme de moment a l'ELU

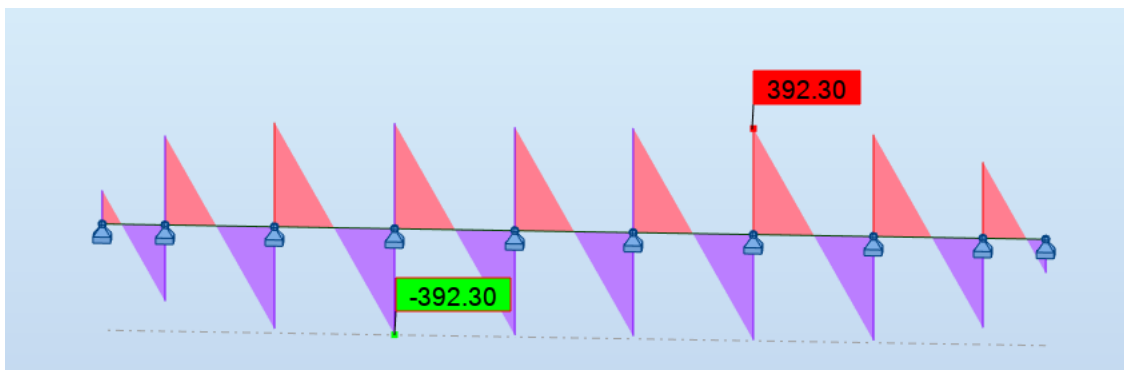


Figure IX-9 Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU

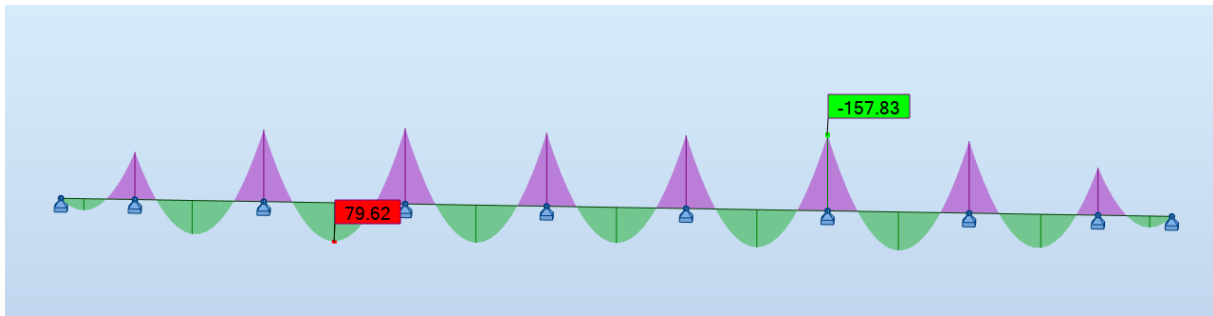


Figure IX-10 : Diagramme de moment a l'ELS

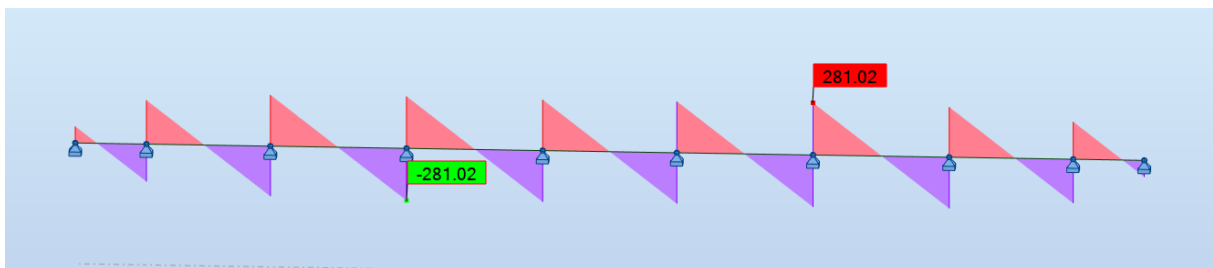


Figure IX-11 Diagramme de l'effort tranchant a l'ELS

➤ On a resumée les résultat dans le tableau suivant :

• Sens xx :

CAS	Moment (max) KN.m		Effort tranchant(max)KN
	travée	Appuis	
ELU	111.16	-220.32	392.30
ELS	79.62	-157.83	281.02

•Sens yy :

CAS	Moment (max) KN.m		Effort tranchant(max)KN
	travée	Appuis	
ELU	364.81	-438.31	611.10
ELS	260.91	-313.48	437.06

$M_{t u \max} = 364.81 \text{ KN.m}$     $M_{t s \max} = 260.91 \text{ KN.m}$

$M_{a u \max} = -438.31 \text{ KN.m}$     $M_{a s \max} = -313.48 \text{ KN.m}$

Avec le ferrailage des armatures calculer a l'aide de logiciel **Expert BA 2010**

•En travée :

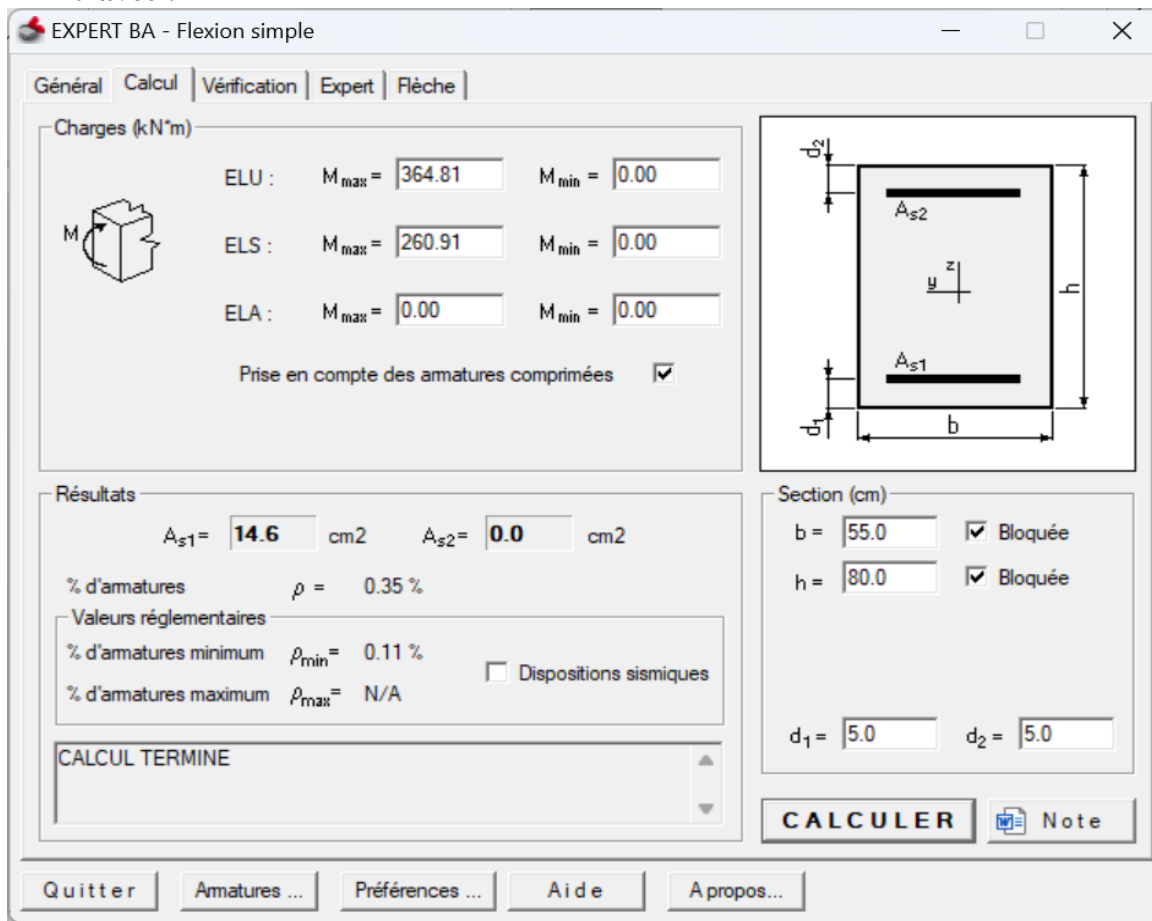


Figure IX-12 Calcul des armatures en travée

Soit : Armatures inférieure :  $8HA16=16.08cm^2$

• En appuis :

The screenshot shows the 'EXPERT BA - Flexion simple' software interface. The 'Calcul' tab is active, displaying the following data:

- Charges (kN\*m):**
  - ELU :  $M_{max} = -438.31$ ,  $M_{min} = 0.00$
  - ELS :  $M_{max} = -313.41$ ,  $M_{min} = 0.00$
  - ELA :  $M_{max} = 0.00$ ,  $M_{min} = 0.00$
- Résultats:**
  - $A_{s1} = 0.0$  cm<sup>2</sup>,  $A_{s2} = 17.7$  cm<sup>2</sup>
  - % d'armatures  $\rho = 0.43$  %
  - Valeurs réglementaires:
    - % d'armatures minimum  $\rho_{min} = 0.11$  %
    - % d'armatures maximum  $\rho_{max} = N/A$
- Section (cm):**
  - $b = 55.0$  (Bloquée)
  - $h = 80.0$  (Bloquée)
  - $d_1 = 5.0$ ,  $d_2 = 5.0$

The interface also includes a 'CALCULER' button and a 'Note' icon. At the bottom, there are buttons for 'Quitter', 'Armatures ...', 'Préférences ...', 'Aide', and 'A propos...'.

Figure IX-13 Calcul des armatures en appuis

Soit : Armatures supérieure :  $2HA20 + 6HA16 = 18.35cm^2$

IX-5-3 Vérification :

IX-5-3-1-1 Vérification de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = 4.98cm^2$$

$$A_{appui} = 18.35cm^2 > A_{min} \Rightarrow CV$$

$$A_{travée} = 16.08cm^2 > A_{min} \Rightarrow CV$$

**IX-5-3-1-2 vérification de la contrainte tangentielle : BAEL91 /Art (A.5.1) :**

Il faut vérifiée que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma}, 4MPa \right] = 3.33MPa$$

$$\text{Sens XX : } \frac{392.30}{55 \times 75} = 0.95 \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$$\text{Sens YY : } \frac{611.10}{55 \times 75} = 0.15 \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

**Conclusion:**

condition vérifiée dans les deux sens.

**IX-5-3-2 armatures transversals :****Espacement :**

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

**• En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) = \left( \frac{80}{4}, 12 \times 2 \right) = 20cm$$

Soit  $S_t = 10cm$

**• En zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 40cm$$

D'après le **BAEL Art (A.8.1,3)**

les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

$$S_t \leq (15\Phi_{L_{\min}}, 40cm, a + 10cm).$$

Avec :

$\Phi_{L_{\min}}$  :le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

a: la plus petite dimension transversale de la nervure.

**Sens xx :**

$$S_t \leq \min(15 \times 1.6, 40cm, 65cm) = 24cm$$

Soit  $S_t = 15cm$

**Sens yy:**

$$S_t \leq \min(15 \times 1.6, 40\text{cm}, 65\text{cm}) = 24\text{cm}$$

Soit  $S_t = 15\text{cm}$

**Conclusion :**

D'après les deux prescriptions (RPA99 Ver2003, BAEL91) on adopte un espacement des armatures dans les deux sens à savoir :

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

**Zone courante :**  $S_t = 15\text{cm}$ .

**IX-5-3-3 Diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales  $\Phi_t$  est défini par :

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_{L_{\max}}$$

$\Phi_{L_{\max}}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistance.

Soit : un diamètre de  $\Phi 8 \text{ mm}$ .

**X.7.3.4 Etat limite de fissuration :**

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier alors :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left( 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

**Exemple de calcul :**

$$\sigma_b = K \sigma_s < 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s}$$

Avec :

$$A_s = 16.08 \text{ cm}^2, h = 80 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm}, d = 75 \text{ cm},$$

$$c = 5 \text{ cm (enrobage)}, M_{ser} = 260.91 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 16.08}{55 \times 75} = 0.399 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.903 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0.027 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{260.91 \times 10^3}{0.903 \times 75 \times 16.08} = 239.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.027 \times 239.58 = 6.47 \leq \overline{\sigma_b} = 15 \dots \text{CV}$$

Les résultats son regroupés dans le tableau suivant :

Sens		$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$M_s$ (kN.m)	$\rho_1$	$B_1$	K	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Obser
xx	travée	16.08	4.98	79.62	0.399	0.903	0.027	73.11	1.97	15	CV
	Appuis	18.35	4.98	157.83	0.445	0.898	0.029	127.71	3.7	15	CV
yy	travée	16.08	4.98	260.91	0.399	0.903	0.027	239.58	6.47	15	CV
	Appuis	18.35	4.98	313.48	0.445	0.898	0.029	253.65	7.35	15	CV

#### IX-5-4 Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Soit : 2HA14 = 3.08cm<sup>2</sup>

#### Ferraillage de débord:

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur L = 50cm et d'épaisseur h = 30cm.

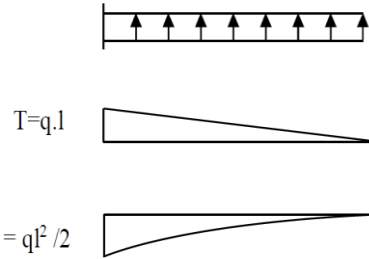
## ➤ Sollicitation maximale :

$$M_u = \frac{ql^2}{2} = \frac{229.55 \times 0.5^2}{2} = 28.69 \text{ KN.m}$$

## ➤ Calcul de ferrailage :

$$M_u = 28.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{28.69 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu_l = 0.392$$



La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0.027 \Rightarrow \alpha = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{sa} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{28.69 \times 10^3}{0.986 \times 27 \times 348} = 3.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

**Armatures de répartitions « Ar » :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4HA12 \Rightarrow 4.52 \text{ cm}^2$$

**-Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \frac{V_u}{bd} \leq \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9 h = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = 229.55 \times 0.5 = 114.775 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{114.775 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.425 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

---

## Commentaires :

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels **ROBOT**, **AUTOCAD**, **EXPERT BA 2010**. Les points important tirés de cette étude sont :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
3. Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
4. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

# CONCLUSION<sup>1</sup>

Au terme de notre mémoire de fin d'étude nous tenons à indiquer que ce modeste travail, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'améliorer nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et des certains méthodes.

De ce fait, il constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter. Lors de cette étude, nous avons utilisé des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

# BIBLIOGRAPHIE

- **Règlements :**

- Règles BAEL91 modifiées99.
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire ( charges et surcharges).
- C.B.A 93

- **Livres et documents :**

- HENRY THONIER "Conception et calcul des structures de bâtiment" 2<sup>em</sup> édition(tome 1 . 2 . 3 )
- H.RENAUD et J.LAMIRAULT "béton armé guide de calcul"

- **Logiciels :**

- EXPERT BA 2010 (calcul de ferrailage).
- AUTOCAD 2021 (Dessin).
- Word 2007/2021 (écrire le mémoire).
- Excel 2021 (calcul de ferrailage).