

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)**

Faculté du Génie de la Construction

**Département de Génie Civil**



## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

**Filière :** Génie Civil

**Spécialité :** Construction Civil et Industrielle

### *Thème*

**Etude d'un bâtiment R+7+S-sol à usage  
d'habitation et commercial contreventé par des  
voiles porteurs**

*Présenté par :*

*Mr : KACIMI Slimane*

Devant le jury composé de :

<b>Mme :</b> HADDADENE Nacima	Maitre-assistante (A) à l'UMMTO	Présidente
<b>Mr :</b> GHOUILEM Kamel	Maitre de conférences (A) à l'UMMTO	Examineur
<b>Mr :</b> ADJRAD Arezki	Maitre de conférences(A) à l'UMMTO	Encadrant

Promotion : 2024/2025

## Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le Tout-Puissant, pour m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je remercie ensuite mes chers parents, pour leur soutien inconditionnel, leur encouragement constant et leur présence précieuse tout au long de mon parcours universitaire. Ce travail est le fruit de nombreuses années d'efforts, et je leur en suis profondément reconnaissant.

Je tiens également à exprimer ma sincère gratitude à mon encadrant, Monsieur **ADJRAD**, pour son accompagnement, sa disponibilité et les conseils précieux qu'il m'a apportés tout au long de ce projet. Son sérieux, sa rigueur et sa passion pour le domaine représentent pour moi un véritable exemple à suivre.

Mes remerciements vont aussi à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire. Je pense notamment à l'ensemble du corps enseignant du département de génie civil ainsi qu'au personnel de la bibliothèque, pour leur accueil, leur soutien et leur disponibilité.

Enfin, je remercie les membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer ce travail.

## Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à :*

*À **Mes chers parents** qui ont été toujours à mes côtés et m'ont toujours soutenu tout au long de ces longues années d'études. En signe de reconnaissance, qu'ils trouvent ici, l'expression de ma profonde gratitude pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts et de moyens pour me voir réussir dans mes études.*

*À **mon cher frère Hamid, à mes sœurs, à notre petit prince Riyad, et à toute ma famille,** Vous êtes ma source de joie, de motivation et de bonheur. Votre amour, votre présence et votre soutien m'ont accompagné à chaque étape de ce parcours. Merci du fond du cœur.*

*À **Sabrina,** Ta précieuse aide et ton soutien moral m'ont été d'une grande importance pendant la réalisation de ce travail. Ta présence, tes encouragements et ta bienveillance m'ont beaucoup apporté. Je te remercie du fond du cœur pour ton accompagnement tout au long de ce parcours.*

*À tous mes amis tout particulièrement (**Hanafi, Mourad, Aziz, Anis, Kamel, Danny, Ahcen, Ghiles, Ahmitoch, Lounes, Fateh, Babal, Amirouche, Nawel, Fafouche, Manel**) et à tous mes amis de la promotion 2025.*

*Avec tout mon amour et ma reconnaissance.*

***Slimane***

## Liste des tableaux

Tableau. I.1 : des caractéristiques des aciers de bâtiment.....	9
Tableau II.1 : Charge permanente de terrasse inaccessible.....	19
Tableau II.2 : Charge permanente de l'étage courant.....	20
Tableau II.3 : charges permanentes plancher dalle pleine.....	20
Tableau II.4 : charges permanentes balcons des étages courants.....	21
Tableau II.5 : Charges permanentes de la maçonnerie (mur extérieur).....	21
Tableau 6 : Charges permanentes de la maçonnerie (mur intérieur).....	22
Tableau II.7 : Charges d'exploitations des différents éléments.....	22
Tableau V.1 : Résultats de la période donnée par ETABS.....	114
Tableau V.2 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X.....	116
Tableau V.3 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y.....	116
Tableau V.4 : Pourcentages des forces verticales dans le sens Z-Z.....	117
Tableau V.5 : Détermination de la somme des pénalités à retenir.....	118
Tableau V.6 : Déplacement relatif dans le sens X-X.....	120
Tableau V.7 : Déplacement relatif dans le sens Y-Y.....	120
Tableau VI.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	124
Tableau VI.2 : Pourcentage total des acier longitudinaux des poteaux.....	124
Tableau VI.3 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux.....	128
Tableau VI.4 : section minimale des armature transversales.....	132
Tableau VI.5 : Vérification de cisaillement.....	134
Tableau VI.6 : Vérification condition de non fragilité.....	134
Tableau VI.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS.....	135
Tableau VI.8 : La section minimale et maximale d'armature.....	136
Tableau VI.9 : Ferrailage des poutres principal non solidaires aux voiles.....	138
Tableau VI.10 : Ferrailage des poutres principal solidaires aux voiles.....	138
Tableau VI.11 : Ferrailage des poutres secondaires non solidaires aux voiles.....	138

Tableau VI.12 : Ferrailage des poutres secondaires non solidaires aux voiles.....	139
Tableau VI.13 : Vérification au cisaillement.....	142
Tableau VI.14 : Vérifications des contraintes.....	144
Tableau VI.15 : Vérifications des contraintes.....	144
Tableau VI.16 : Vérifications des contraintes.....	144
Tableau VI.17 : Vérifications des contraintes.....	144
Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	161
Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	162
Tableau VII.3 : Résultante des charges sous poteaux.....	163
Tableau VII.4 : Ferrailage du panneau de dalle du radier.....	174
Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.....	175
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	176
Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).....	179
Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).....	180
Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures.....	189
Tableau VII.10 : Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA.....	190
Tableau VII.11: Vérification des contraintes à l'ELS.....	192
Tableau VII.12: Le ferrailage adopté pour la nervure.....	192

## Liste de figures

Figure I.1 : Elément d'un plancher en corps creux.....	2
Figure I.2 : Elément d'un plancher en dalle pleine.....	2
Figure 1.3 : Les types de fondations.....	3
Figure I.4 : Diagramme des contraintes - déformation du béton à L'ELU.....	7
Figure I.5: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELS.....	8
Figure I.6: Diagrammes des contraintes-déformation de l'acier.....	9
Figure II.1 : schéma descriptif d'un plancher courant.....	12
Figure II.2 : Coupe verticale du voile.....	16
Figure II.3 : Coupes de voile en plan.....	17
Figure II.4 : Coupe du plancher terrasse inaccessible en corps creux.....	19
Figure II.5 : Coupe du plancher étage courant en corps creux.....	20
Figure II. 6 : Coupe verticale du mur extérieur.....	21
Figure II.7 : Coupe verticale du mur intérieur.....	22
Figure III.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.....	30
Figure III.2 : Ferrailage de la dalle de compression (Treillis soudé).....	31
Figure III.3 : Schéma représentatif de la poutrelle.....	33
Figure III.4 : Diagrammes des effort interne à L'ELU.....	39
Figure III.5: Diagrammes des effort interne à L'ELU.....	41
Figure III.6: Diagrammes des effort interne à L'ELU.....	43
Figure III.7 : Coupe transversale d'un balcon.....	50
Figure III.8 : Schéma statique de la console (ELU).....	51
Figure III.9 : Schéma statique de la console (ELS).....	54
Figure III.9 : Coupe transversale de l'acrotère.....	56
Figure III.10 : Schéma statique et les diagrammes des efforts internes de l'acrotère.....	57
Figure III.11 : Schéma de la section du calcul de l'acrotère.....	58
Figure III.12 : Schéma de l'escalier.....	63

Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier.....	64
Figure III.14 : Schéma statique des escaliers à l'ELU.....	67
Figure III.15 : Diagrammes des efforts internes l'état limite ultime l'ELU.....	69
Figure III.16 : Schéma statique des escaliers à l'ELS.....	74
Figure III.17 : Diagrammes des efforts internes à L'ELS.....	76
Figure III.18 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.....	81
Figure III.19 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	82
Figure III.20 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.....	85
Figure III.21 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	86
Figure III.22 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU.....	90
Figure III.23 : Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.....	97
Figure VI.1 : Section partiellement comprimée (SPC).....	126
Figure VII.1 : Diagramme des contraintes.....	169
Figure VII. 2 : Schéma statique du débord.....	176
Figure VII.3 : Présentation des chargements simplifiés.....	177
Figure VIII.1 : Schéma statique du mur plaque.....	196
Figure VIII.2 : Diagrammes des contraintes.....	197

## Liste des diagrammes

Diagramme VII.1 : Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (X-X).....	181
Diagramme VII.2 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).....	181
Diagramme VII.3 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).....	182
Diagramme VII.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens X-X).....	182
Diagramme VII.5 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens X-X).....	183
Diagramme VII.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens X-X).....	183
Diagramme VII.7 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).....	184
Diagramme VII.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens X-X).....	184
Diagramme VII.9 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).....	185
Diagramme VII.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens Y-Y).....	185
Diagramme VII.11 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).....	186
Diagramme VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens Y-Y).....	186
Diagramme VII.13 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).....	187
Diagramme VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens Y-Y).....	187
Diagramme VII.15 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).....	188
Diagramme VII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens Y-Y).....	188

# Sommaire

## **Introduction générale**

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

Introduction.....	1
I.1. Caractéristiques géométriques.....	1
I.2. Les éléments de l'ouvrage.....	1
I.2.1. Superstructure.....	1
I.2.2. Infrastructure.....	3
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4
I.3.1. Le béton.....	4
I.3.2. Acier.....	8
I.4. Les hypothèses de calcul.....	11
Conclusion.....	11

### **Chapitre II : Prédimensionnement des éléments**

Introduction.....	12
II.1. Prédimensionnement des éléments.....	12
I.1.1. Les planchers.....	12
1.1.2. Les Poutres.....	13
1.1.3. Les voiles.....	16
I.1.4. Les Poteaux.....	18
II.2. Détermination des charges et surcharges.....	19
II.3. Dimensionnement des poteaux.....	26

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

III.1. Les planchers.....	30
III.2. Dalle en console.....	50
III.3. Calcul de l'acrotère.....	56

III.4. Calcul des escaliers.....	63
III.5. Etude de la poutre palière.....	80
III.6. Les poutres de chaînage.....	89
III.7. Salle Machine.....	96

### **Chapitre IV : Modélisation avec logiciel ETABS**

Introduction.....	106
IV.1. Description du logiciel ETABS.....	106
IV.2. Les étapes de la modélisation.....	106
IV.2.1. Etape 01 : La géométrie de base .....	106
IV.2.2. Etape 02 : Définition des propriétés mécaniques des matériaux.....	106
IV.2.3. Etape 03 : Définition des sections structurales.....	107
IV.2.4. Etape 04 : Définition des éléments surfaciques.....	108
IV.2.5. Etape 05 : Application du paramètre géométrique des éléments.....	108
IV.2.6. Etape 06 : Définition des charges statiques.....	109
IV.2.7. Etape 07 : Définition des charges dynamique.....	109
IV.2.8. Etape 08 : Les combinaisons d'actions.....	110
IV.2.9. Etape 09 : Masse source (la masse sismique).....	110
IV.2.10 Etape 10 : Diaphragme.....	110
IV.2.11. Étape 11 : Analyse et présentation des résultats.....	111

### **Chapitre V : Vérification des exigences du RPA99/version 2003**

Introduction.....	113
V.1. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	113
V.2. Résultante des forces sismiques de calcul.....	117
Conclusion.....	122

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

VI.1. Ferrailage des poteaux.....	124
VI.2. Ferrailage des Poutres.....	136

VI.3. Les voiles de contreventements.....	145
---	-----

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

Introduction.....	159
VII.1. Etude géotechnique du sol.....	159
VII.2. Choix du type de fondation.....	159
VII.3. Dimensionnement.....	160
VII.3.1. Semelles isolées sous poteaux.....	160
VII.3.2. Semelles filantes.....	161
VII.4. Etude du radier général.....	164
VII.5. Calcul de la surface nécessaire au radier.....	166
VII.6. Calcul des sollicitations à la base du radier.....	167
VII.7. Vérifications.....	168
VII.8. Ferrailage du radier.....	172
VII.9. Ferrailage du débord.....	176
VII.10. Ferrailage de la nervure.....	177
Conclusion.....	193

## **Chapitre VIII : Étude de mur-plaque**

Introduction.....	195
VIII.1. Pré dimensionnement du voile.....	195
VIII.2. Calcul des sollicitations.....	196
VIII.3. Ferrailage du mur plaque.....	197
VIII.4. Vérification à l'ELU.....	199
VIII.5. Calcul à l'ELS.....	200

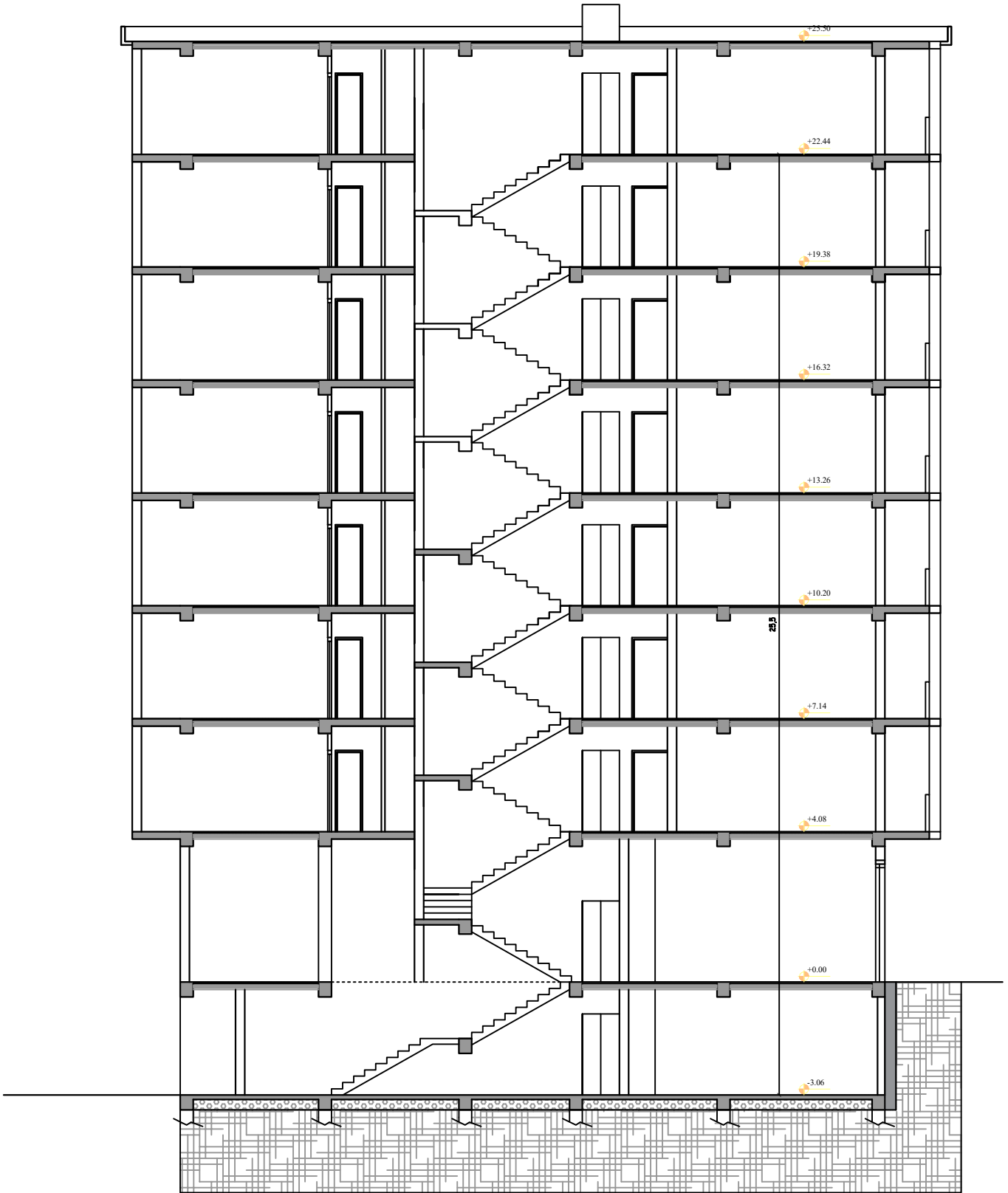
## **Conclusion générale**

## **Bibliographie**



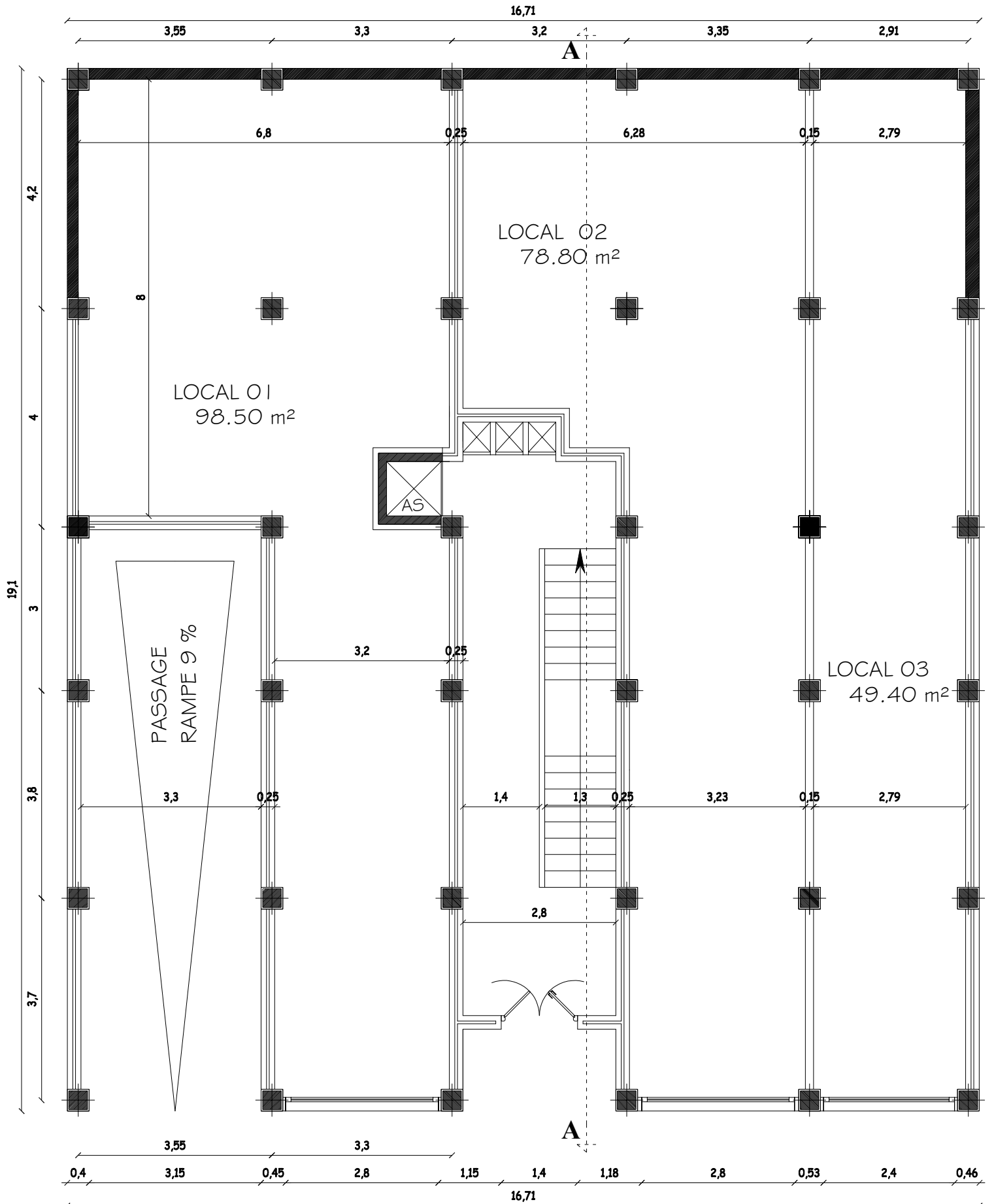
**FACADE PRINCIPALE**

**ECH : 1/50**



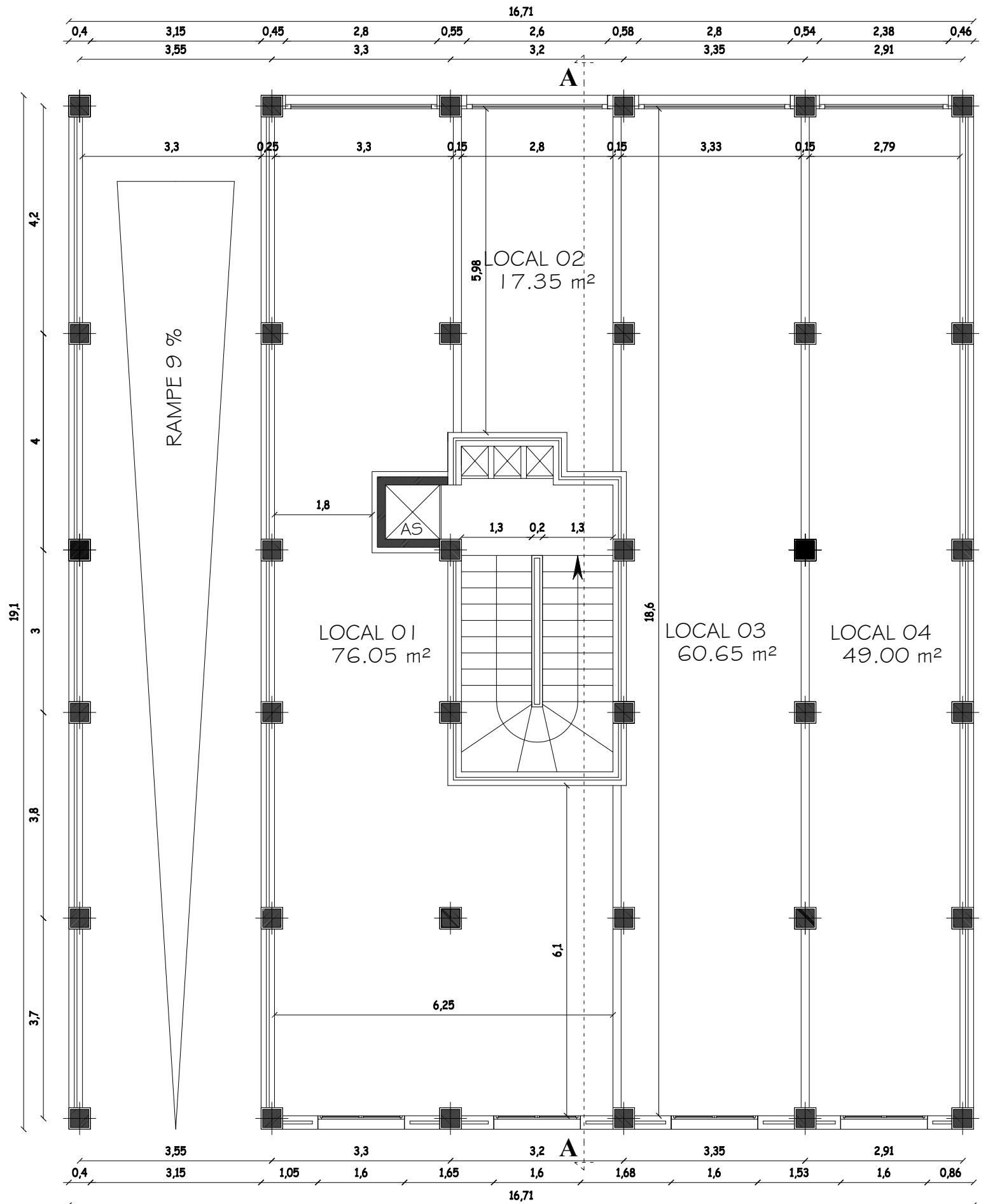
COUPE AA

ECH : 1/50



**PLAN DU SOUS SOL**

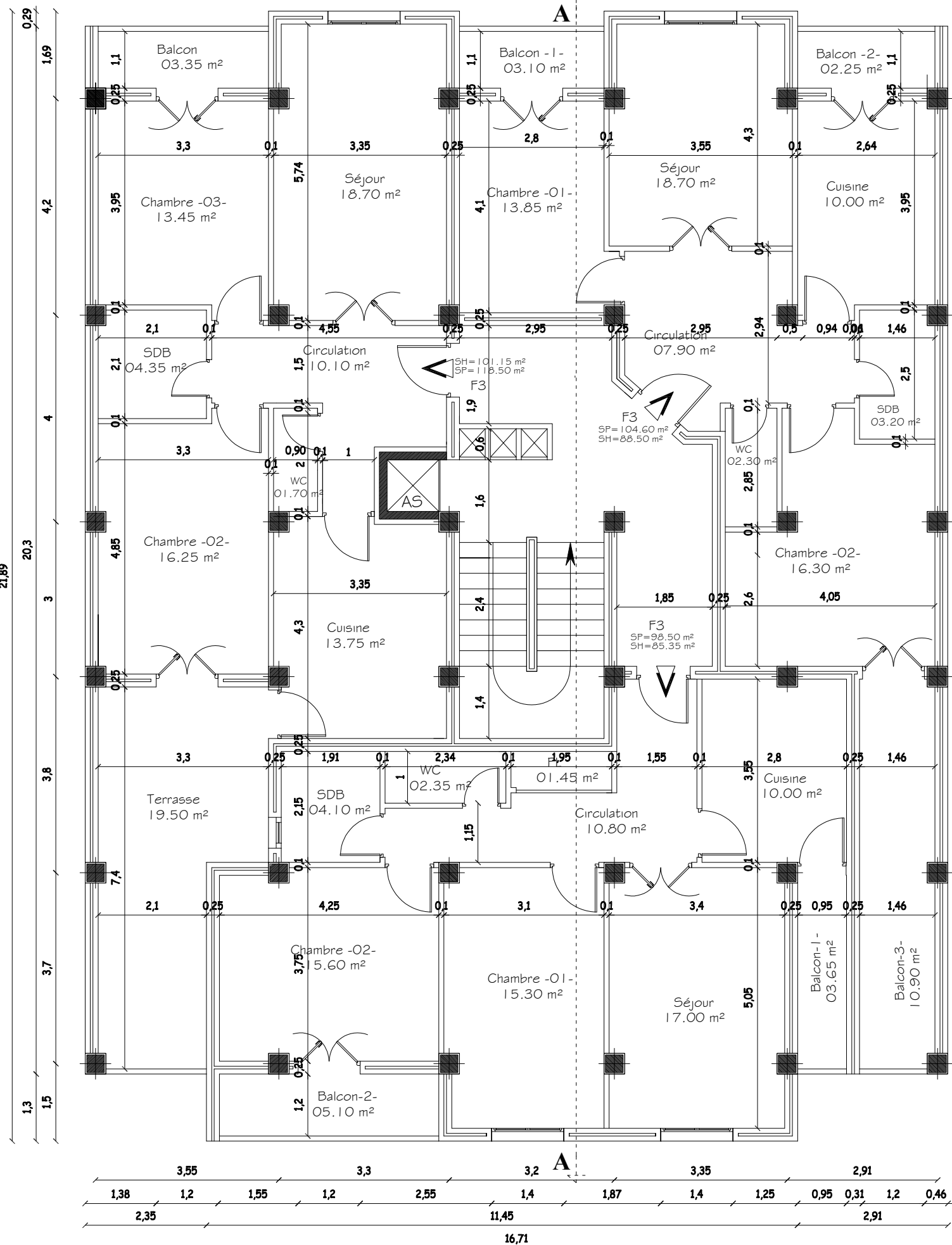
**ECH : 1/50**



**PLAN DU REZ DE CHAUSSEE**

**ECH : 1/50**

16,71											
3,55	3,7			2,8			3,75	2,91			
1,38	1,2	2,13	1,4	1,95	1,2	1,98	1,4	1,83	1,2	1,06	
3,55			3,3			3,2			3,35		2,91



**PLAN DES ETAGES**

**ECH : 1/50**

16,71

A

+25.50

+25.50

P=1.2%

EXUTOIRE

Ascenseur

P=1.2%

TERRASSE INACCESSIBLE

P=1.2%

P=1.2%

A

16,71

21,89

PLAN TERRASSE INACCESSIBLE

ECH : 1/50

## **Introduction générale**

Le domaine de construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire plusieurs innovations, non seulement dans les procédés de conception et de réalisation mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisées pour les structures selon les besoins et les capacités de ces dernières. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux tel que le béton armé, l'acier et le bois.

Cependant si le métier de construction est considéré comme vaste et ancien, il faut reconnaître qu'il aura fallu s'adapter aux évolutions, mais aussi aux nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des phénomènes naturels tel que les séismes, ces derniers sont justement un élément de réflexion avant une conception pour tout ingénieur de génie civil, il est à noter que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est représentée comme étant une région à forte activité sismique.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter au moins ces trois buts :

- Un maximum de sécurité ou autrement dit assurer la stabilité de l'ouvrage.
- L'économie : une mise en place planifiée des diminutions des coûts du projet
- L'esthétique.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptés au projet considéré au stade de la conception et de l'exploitation, pour ce faire il faut respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres pour chaque pays.

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment d'habitation avec commerce, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer confort et sécurité, On a utilisé le règlement parasismique algérien «RPA99 Version 2003».

# **Chapitre I**

Présentation de l'ouvrage

## Introduction :

Tout projet, qu'il évolue dans le domaine de l'ingénierie civile ou dans d'autres secteurs, est orienté par un objectif précis. Dans le domaine du génie civil, la priorité absolue réside dans la garantie de la stabilité des structures et la sécurité des utilisateurs à chaque étape, de la conception à l'exploitation.

Dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude, Nous allons élaborer une étude d'une structure en (R+7+Sous-sol) à usage d'habitation et commercial.

L'ouvrage est de groupe d'usage 2 (classée comme ouvrages courants ou d'importance moyenne qui ne dépassent pas 48 m de hauteur) (**Annexe I – art 3.2 du RPA 99/ modifié 2003**). Implantée dans la commune de **Draa ben kheda**, wilaya de **Tizi-Ouzou**, classé comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), (**Annexe I – Art 3.1**) selon le Règlement Parasismique Algérien **RPA 99/ modifié 2003**.

### I.1. Caractéristiques géométriques :

- Longueur totale du bâtiment : **21.89 m**
- Largeur totale du bâtiment : **16.71 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **28.56 m**
- Hauteur sous-sol : **3.06 m**
- Hauteur du RDC : **4.08 m**
- Hauteur d'étages : **3.06 m**
- Hauteur de L'acrotère : **0.60 m**

### I.2. Les éléments de l'ouvrage :

#### I.2.1. Superstructure

- **Ossature** : Selon le règlement parasismique algérien **RPA99/version 2003**, le bâtiment possède une ossature mixte. En effet, pour les structures de plus de **14 mètres** en zone **IIa**, ce règlement recommande une combinaison de **voiles et de portiques**. Le contreventement de ce bâtiment est ainsi assuré par ces deux types d'éléments.
- **Les portiques** : Réalisés en béton armé, sont composés de poutres et de poteaux. Leur principale fonction est de supporter les charges verticales du bâtiment ainsi que les surcharges.
- **Les voiles** : sont des parois verticales en béton armé qui contribuent à la stabilité du bâtiment. Ils permettent de résister aux forces horizontales, comme le vent et les séismes, tout en pouvant également supporter des charges verticales lorsqu'ils sont porteurs.

- **Les planchers** : Les planchers sont des surfaces horizontales qui séparent les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle est de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs. En plus de leur fonction structurelle, ils assurent également une isolation thermique et acoustique.

On distingue deux types de planchers :

- **Planchers en corps creux** : Composés de poutrelles préfabriquées, de corps creux et d'une dalle de compression.

Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent la résultante sismique à la base.
- Economie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

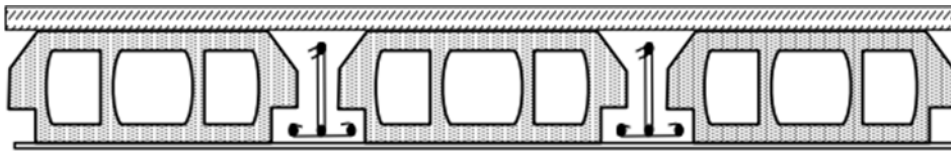


Figure I.1 : Elément d'un plancher en corps creux

- **Planchers en dalle pleine** : Réalisés en béton armé et coulés sur un coffrage plat. Leur armature en acier varie en fonction de la portée et des charges à supporter. Ce type de plancher est utilisé lorsque les planchers en corps creux ne sont pas envisageables.

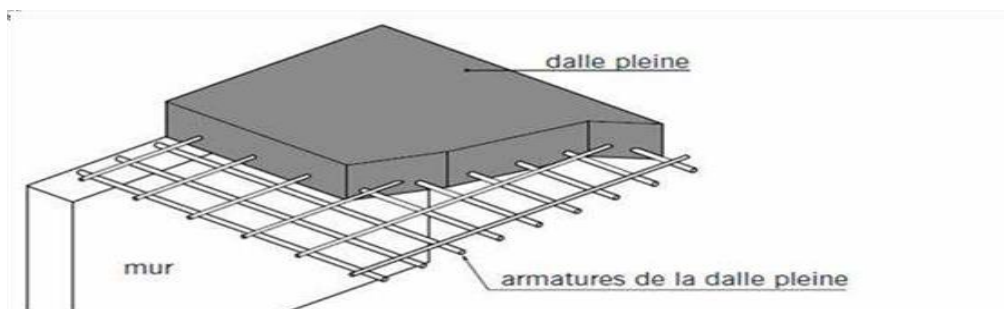


Figure I.2 : élément d'un plancher en dalle pleine

- **Escaliers** : Est un élément architectural composé de marches et de contremarches, avec des volées s'appuyant sur des paliers de repos. Il permet de passer d'un niveau à un autre dans un bâtiment.
- **Consoles** : une console est un élément en porte-à-faux, ce qui signifie qu'elle est fixée à une extrémité et libre à l'autre.
- **Acrotère** : L'acrotère est un petit muret placé en bordure des toits-terrasses, dans le prolongement des façades. Il permet de protéger l'étanchéité.

- **Maçonnerie** : La maçonnerie regroupe l'ensemble des murs du bâtiment. Elle se compose :
  - **Murs extérieurs** : réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm pour assurer l'isolation.
  - **Murs intérieurs** : sont construits en simples cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
  
- **Revêtement** : Le revêtement regroupe les éléments de finition qui contribuent au confort et à l'esthétique du bâtiment. Il peut être :
  - **Horizontal** : en plâtre et enduit pour les plafonds, et en carrelage pour les sols.
  - **Vertical** : en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre et enduit pour les murs intérieurs, et en céramique pour les salles d'eau

### I.2.2. Infrastructure

#### ➤ Fondations

Les fondations sont les éléments situés à la base d'une structure. Leur rôle est de transmettre au sol les charges et surcharges provenant de la superstructure. On distingue trois types de fondations :

- Fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes (suite) ou radier général.
- Fondations semi-profondes : puits.
- Fondations profondes : pieuses

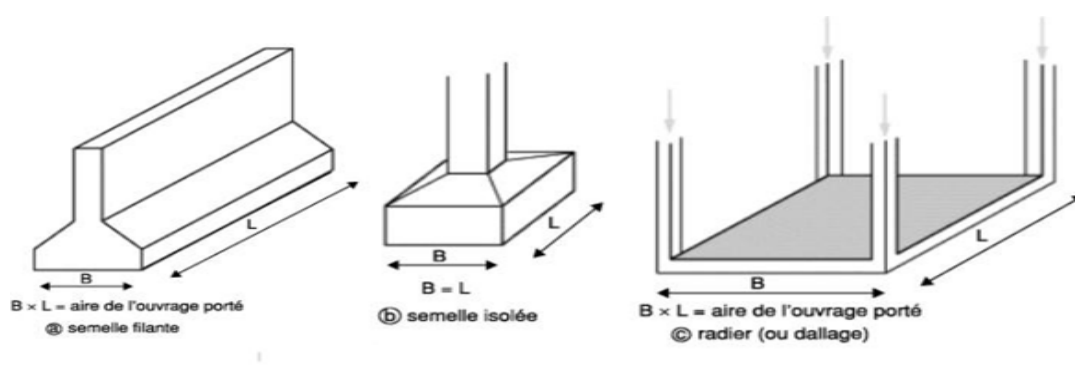


Figure 1.3 : les types de fondations

#### ➤ Règlements utilisés et normes de conception :

Pour l'étude de ce projet nous nous sommes conformés aux normes et réglementations spécifiques au domaine de la construction en Algérie, en se référant principalement au :

- ✓ **RPA 99 / version 2003** : règles parasismiques algériennes établissent les normes pour concevoir des structures résistantes aux séismes en Algérie.
- ✓ **CBA 93** : Code de Béton armé Algérien. Définit les exigences pour la conception et la construction en béton armé, incluant toutes les étapes du projet, de la planification à la réalisation.
- ✓ **BAEL 91 modifiée 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✓ **DTR BC2.2** : Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges.
- ✓ **DTR BC2.3** : Calcul des fondations superficielles.

### I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier sont les deux matériaux utilisés pour cet ouvrage. Le béton est conçu pour résister à la compression, tandis que l'acier est adapté aux efforts de traction. Ces matériaux doivent être conformes aux normes du règlement parasismique algérien RPA 99 / version 2003 et du règlement du béton armé aux états limites BAEL 91 / version 99

#### I.3.1. Le béton

Le béton est le matériau le plus utilisée dans la construction des ouvrages comme les bâtiments, les barrages, les stades, les routes, et les ouvrages d'art. Il s'agit d'un matériau artificiel, généralement d'origine minérale, composé de granulats tels que gravier et le sable, liés entre eux par un liant hydraulique comme le ciment. Ce liant permet d'agglomérer les différents composants et les adjuvants peuvent être ajoutés pour modifier les propriétés physique et chimiques du mélange

##### I.3.1.1. Résistance caractéristique du béton à la compression

La résistance du béton à la compression est déterminée à 28 jours d'âge. Elle dépend du diamètre des granulats, du dosage en ciment et de la quantité d'eau de gâchage utilisée. Cette résistance, notée  $f_{c28}$ , est obtenue après plusieurs essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 32 cm de hauteur et 16 cm de diamètre, conformément à l'article A.2.1.11 du BAEL 91 / version 99

- Pour  $j \leq 28$  jours :

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

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

- Pour  $j > 28$  jours : elle est prise conventionnellement égale à

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

Pour l'étude de notre projet, la valeur de  $f_{c28}$  sera prise égale à **25 MPA**

**I.3.1.2. Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est déduite après le calcul de la résistance à la compression, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad (\text{BAEL 99, art A.2.1, 12})$$

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

Avec :

- $f_{tj}$  : résistance caractéristique du a la traction a (j) jours en MPA (N/mm<sup>2</sup>).
- $f_{cj}$  : la résistance caractéristique du béton a la compression à (j) jours en MPA (N/mm<sup>2</sup>).

**I.3.1.3. Module de déformations longitudinales**

C'est le rapport de la contrainte normal et la déformation engendrée à celle-ci selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types :

**• Module d'élasticité instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 99 / Art A.2.1, 22})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

**• Module d'élasticité différée :**

Le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 99 / Art A.2.1, 22})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

#### I.3.1.4. Modules de déformation transversale

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale. Noté « G » et donné par la formule suivante :

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

E : Module de Young.

$\nu$  : Le coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson**

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta_t/t}{\Delta_L/L}$$

$\nu = 0$  à l'ELU

$\nu = 0.2$  à l'ELS

#### I.3.1.5. Contrainte limite :

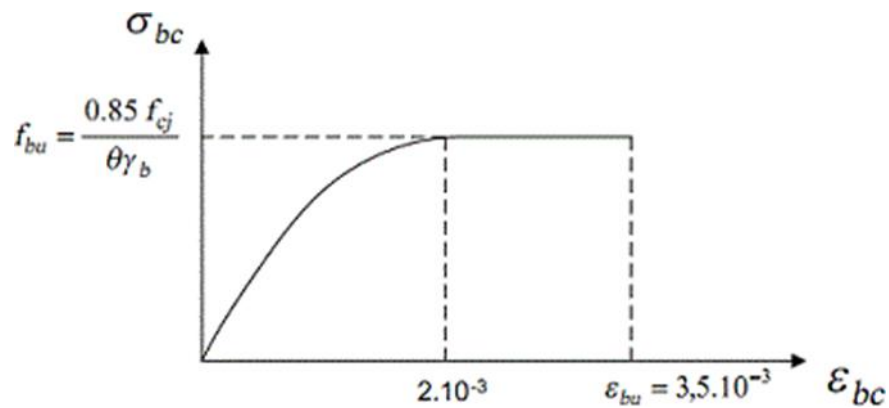
Un état limite est un au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

- Etat limite Ultime (ELU).
- Etat Limite de service (ELS)

- **État limite ultime (ELU)**

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

C'est la résistance de la structure qui doit être vérifiée vis-à-vis des sollicitations externes. Pour estimer cette résistance ; il faut tenir compte du diagramme contraintes - déformation ci-dessous :



**Figure I.4 :** Diagramme des contraintes - déformation du béton à L'ELU

La contrainte limite ultime de résistance à la compression notée ( $f_{bu}$ ,  $f_{bc}$  ou  $\sigma_{bc}$ ) est donnée par l'article..... **A.4.3.4.1 BEAL91/modifiée99**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

**$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton,**

$\gamma_b = 1,5$  pour les combinaisons normales  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$ .

$\gamma_b = 1,15$  pour les combinaisons accidentelles.  $f_{bu} = 18,4 \text{ MPa}$

**$\theta$  : coefficient d'application**

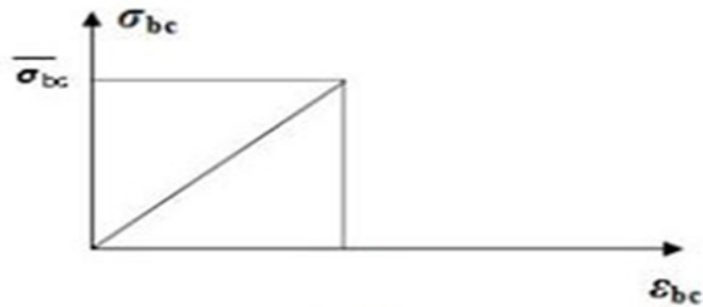
$q = 1$  ; si la durée d'application est inférieure à 24h,

$q = 0,9$  ; si la durée d'application est comprise entre 1h et 24h,

$q = 0,85$  ; si cette durée est inférieure à 1h

• **État limite de service (ELS)**

L'état limite de service (ELS) est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèche ou Déformations excessives, fatigue des matériaux). Dans ce cas, on suppose que le diagramme des contraintes-déformation reste dans le domaine élastique linéaire qui est représenté par la figure suivante :



**Figure I.5:** Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par l'article (A.4.5, 2 du BAEL 99)  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

### I.3.1.6. Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante : (A.5.1, 1 du BAEL 99)

$$\tau_u = \frac{Vb}{b_0 d}$$

Avec :

$V_b$  : Effort tranchant à l'ELU

$b_0$  : Largeur de la section de béton considérée

$d$  : Hauteur utile de la section de béton considérée ( $d = 0.9h$ ) Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$t = \min(0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$  Cas de fissuration peu nuisible

$t = \min(0.10 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$  Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

### I.3.2. Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. Contrairement au béton, l'acier possède un comportement identique en traction et en compression, son rôle est de reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

On distingue deux catégories dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Aciers	Désignation	Limite d'élasticité fe(MPa)	Utilisations	
Aciers HA	Fe E 400	400	Tous travaux BA	Emploi très fréquent moins fréquent
	Fe E 500	500		
Treillis Soudés	T.S.L (lisses)	500	Emplois courants pour : - Radiers - Voiles - Planchers – Dallages	
	T.S.H.A. (à haute adhérence)	500		
	T.L.E	520		

**Tableau. I.1** : des caractéristiques des aciers de bâtiment

### I.3.2.1. Module d'élasticité :

Le module élasticité longitudinal ( $E_s$ ) de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa (Art A .2.2.1 BAEL 91 modifiées 99)}$$

### I.3.2.2. Contrainte limites :

- **État limite ultime** : (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99)

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

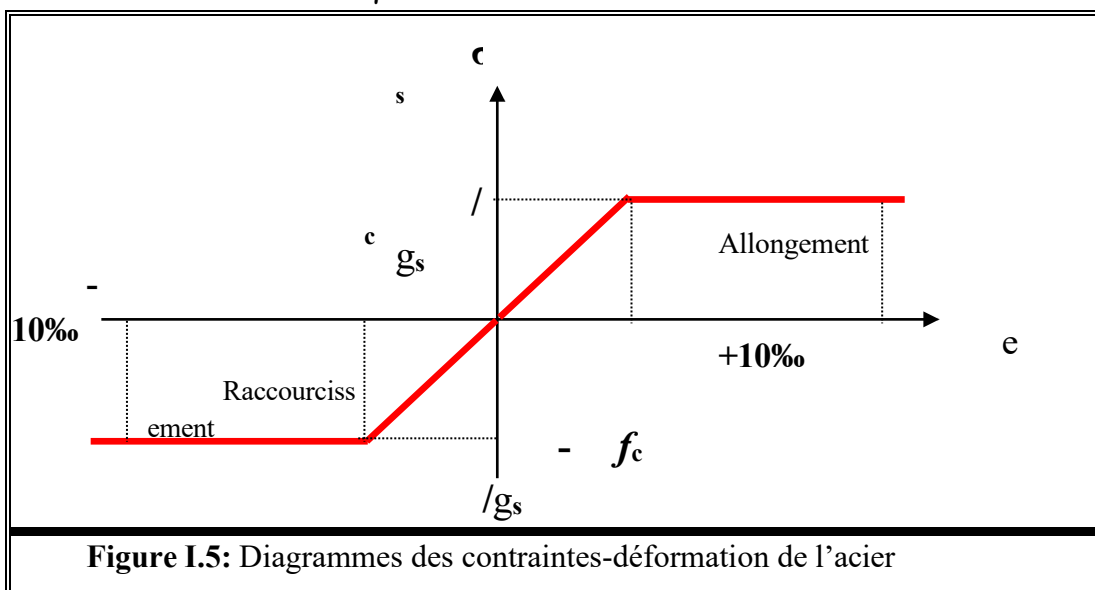
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : Limite d'élasticité garantie

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_s = 1.15 \rightarrow \textit{situation courante}$$

$$\gamma_s = 1.00 \rightarrow \textit{situation accidentelle}$$



- **Etat limite de service**

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers. On distingue 3 cas de fissurations

**a) Fissuration peu préjudiciable (Art. A.4.5, 32 BAEL91 modifiées 99) :** Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

**b) Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5, 33 BAEL91 modifiées 99) :** C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

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

**c) Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5, 34 BAEL91 modifiées 99) :** C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration :

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.60$  pour les armatures à hautes adhérence (HA)

- **Protection des Armature : (art A. 7.1, BAEL91 modifiées 99)**

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs ainsi qu'avoir un bétonnage correct, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 cm** : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres atmosphères très agressives telles les industries chimiques

- **5 > C ≥ 3 cm** : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations

- **3 > C ≥ 1 cm** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations

- **Actions et sollicitations :**

- a. Action :**

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc., ...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc. ...).

**b. Sollicitation :**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée

**I.4. Les hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est :  $f_{c28} = 25$  MPA.
- La résistance du béton à la traction est :  $f_{t28} = 2.1$  MPA
- Le module d'élasticité différé de béton est :  $E_{vj} = 10818,86$  MPA
- Le module d'élasticité instantané de béton est :  $E_{ij} = 32164,20$  MPA
- Le module d'élasticité longitudinale de l'acier :  $E_S = 200000$  MPA.
- Coefficient de poisson : (**A.2.1.3 du BAEL 99**) :
  - $\nu = 0$  Pour un calcul de sollicitations à l'ELU.
  - $\nu = 0,2$  Pour un calcul de déformations à l'ELS.

**• Pour les armatures :**

- Longitudinales et transversales : on choisit les aciers : **H.A**  $\Rightarrow$  **Fe = 400 MPa**
- Treillis soudés : **TS520**  $\Rightarrow$  **Fe = 500 MPa** (pour la dalle de compression)

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons défini l'ensemble des éléments constituant l'ouvrage ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour la construction, en conformité avec le règlement parasismique algérien « **RPA 99, version 2003** » et les règles du « **BAEL91 / modifier99** ».

# **Chapitre II**

## **Prédimensionnement des éléments**

## Introduction

Le but de ce deuxième chapitre est de réaliser le prédimensionnement des différents éléments qui forment notre structure, tels qu'ils ont été définis précédemment. Cette étape nous permettra d'estimer les charges qui agiront sur chaque composant, tout en veillant à respecter les normes de conception et les critères de calcul en vigueur.

Dans ce chapitre, nous allons établir les dimensions préliminaires des **planchers, poutres, voiles et poteaux** en suivant les règles définies par le BAEL 91 modifié 99 et le RPA99 version 2003.

### II.1. Prédimensionnement des éléments :

#### I.1.1. Les planchers :

- **Plancher à corps creux**

Le plancher se compose de hourdis reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, elles-mêmes appuyées sur les poutres principales dans le sens de la plus petite portée. L'ensemble est complété par une dalle de compression renforcée avec un treillis soudé.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le **BAEL (art B.6.8, 424)**

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

$h_t$  : Hauteur totale du plancher (épaisseur du corps creux et de la dalle de compression).

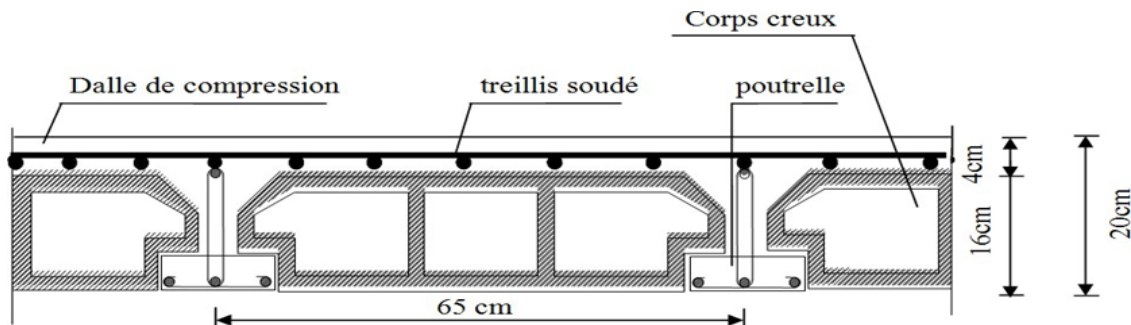
$L_{max}$  : Portée libre maximale des poutrelles.

$$L_{max} = 355 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{355}{22.5} = 15.77 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher à corps creux avec une hauteur de  $(16+4) = 20 \text{ cm}$

- Épaisseur du corps creux (Hourdis) est de 16 cm.
- Épaisseur de la dalle de compression = 4 cm



**Figure II.1** : schéma descriptif d'un plancher courant

- **Plancher en dalle pleine**

Une dalle pleine est une plaque en béton armé coulée sur place, avec une épaisseur relativement faible par rapport à ses autres dimensions.

L'épaisseur des panneaux de dalle est donnée par la formule suivante

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly}$$

Avec :

$\alpha$  : l'élanement de la dalle

lx: petit côté du panneau de dalle

ly: grand coté du panneau de dalle

➤ **Salle machine**

$$\alpha = \frac{140}{150} = 0.933$$

$0,4 \leq \rho x \leq 1$  : le panneau de dalle travaille dans les deux sens, l'épaisseur sera calculée par la formule

$$ep \geq \frac{Lx}{30} = \frac{140}{30} = 4.66 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale d'une dalle pleine selon le (RPA99 / 2003) est de **12cm**

**On opte pour une épaisseur ep= 15 cm**

➤ **Balcon**

L'épaisseur (ht) est déterminée à partir de la condition de la flèche (Art B.6.5.1 de BAEL91/99)

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

**On opte pour une épaisseur ep= 15 cm**

### 1.1.2. Les Poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui servent à transmettre les charges verticales et horizontales aux éléments porteurs comme les poteaux et les voiles.

Selon le BAEL91, le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante:

- **La hauteur hp :**

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

- **La largeur  $b_p$  :**

$$0.4h_p \leq b_p \leq 0.7h_p$$

Avec :

$L_{max}$  : Portée maximale de la poutre prise entre les bords internes des appuis.

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_p$  : largeur de la poutre.

- **Les poutres principales**

- **La hauteur  $h_{pp}$**

$$L_{max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$$

$$\frac{395}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{395}{10} \quad ; \quad 26.33 \leq h_{pp} \leq 39.5$$

On opte pour  **$h = 35 \text{ cm}$**

- **La largeur  $b_{pp}$**

$$0.4 \times 35 \leq b_{pp} \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b_{pp} \leq 24.5 \text{ cm}$$

On opte pour  **$b = 30 \text{ cm}$**

- **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1)**

$$h_{pp} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b_{pp} = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_{pp}}{b_{pp}} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **La section de la poutre principale est :  $(b_{pp} \times h_{pp}) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$**

- **Les poutres secondaires**

- **La hauteur  $h_{ps}$**

$$L_{max} = 355 - 25 = 330 \text{ cm}$$

$$\frac{330}{15} \leq h_p \leq \frac{330}{10} \quad \Rightarrow \quad 22 \text{ cm} \leq h_p \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour **h = 30 cm**

• **La largeur b<sub>p</sub>**

$$0.4 \times 30 \leq b_p \leq 0.7 \times 30$$

$$12 \text{ cm} \leq b_p \leq 21 \text{ cm}$$

On opte pour **b = 30 cm**

• **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1)**

$$h_{ps} = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b_{ps} = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_{ps}}{b_{ps}} = \frac{30}{30} = 1.00 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **La section de la poutre secondaire est : (b<sub>ps</sub> x h<sub>ps</sub>) = (30 x 30) Cm<sup>2</sup>**

➤ **La Poutre de chaînage**

• **La hauteur h<sub>ch</sub>**

$$L_{max} = 310 \text{ cm}$$

$$\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \quad ; \quad 20.66 \text{ cm} \leq h_p \leq 31 \text{ cm}$$

On opte pour **h = 30 cm**

• **La largeur b<sub>ch</sub>**

$$0.4 \times 30 \leq b_p \leq 0.7 \times 30$$

$$12 \text{ cm} \leq b_p \leq 21 \text{ cm}$$

On opte pour **b = 25 cm**

• **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1)**

$$h_p = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b_p = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_p}{b_p} = \frac{30}{25} = 1.20 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ La section de la poutre de chaînage est :  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ Cm}^2$

### 1.1.3. Les voiles

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux constitués de béton armé, Leur rôle principal est de **supporter les charges verticales** (comme le poids de la structure et les charges d'exploitation) et de **résister aux efforts horizontaux** (tels que ceux causés par le vent ou les séismes). Grâce à leur conception, ils assurent la stabilité de la structure et renforcent sa résistance face aux différentes contraintes

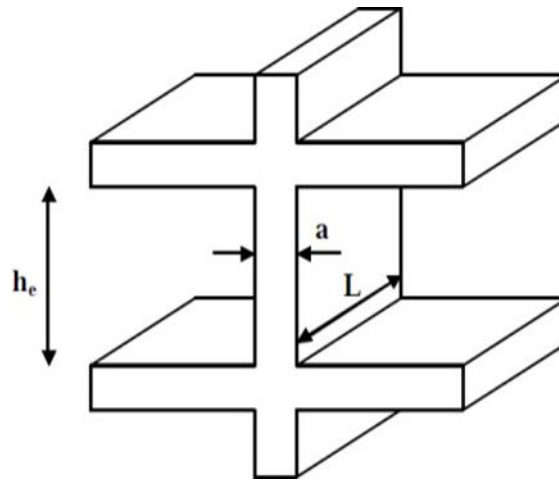
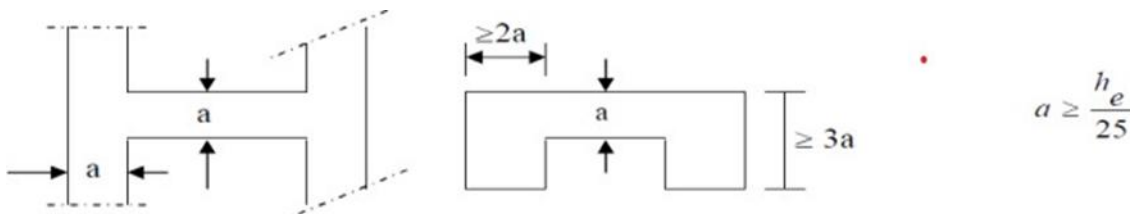
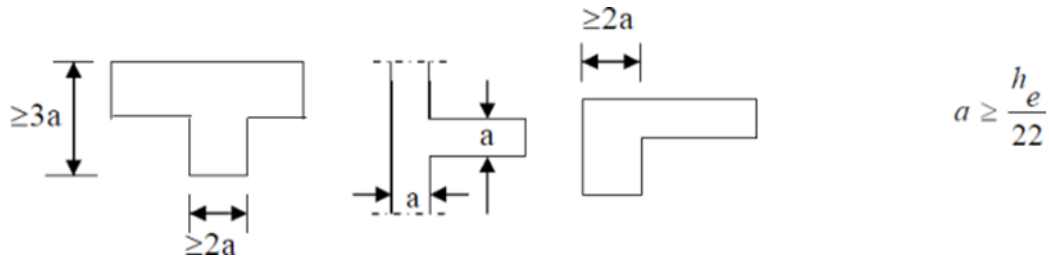


Figure II.2 : Coupe verticale du voile

• 1er Cas :



- 2em Cas :



- 3em Cas :



Figure II.3 : Coupes de voile en plan

- Épaisseur des voiles

Nous opterons pour le 3ème cas puisqu'il est le cas le plus défavorable :  $a \geq \frac{he}{20}$

- Pour le sous-sol

$$a \geq \frac{306-20}{20} ; \quad a \geq 14.30 \text{ Cm}$$

- On opte pour une épaisseur  $a = 20 \text{ cm}$

- Pour le RDC

$$a \geq \frac{408-20}{20} ; \quad a \geq 19.40 \text{ Cm}$$

- On opte pour une épaisseur  $a = 20 \text{ cm}$

- Pour l'étage courant

$$a \geq \frac{306-20}{20} ; \quad a \geq 14.30 \text{ Cm}$$

- On opte pour une épaisseur  $a = 20 \text{ cm}$

➤ **Largeur des voiles**

Selon le ( RPA 99 version 2003 , ART.7.7.1 ) :  $L \geq L_{min} = 4a$

Avec :

$L_{min}$  : longueur minimale des voiles.

$a$  : épaisseurs des voiles

$L_{min} = 4a$  ;  $L_{min} = 4 \times 20$  ;  $L_{min} = 80 \text{ cm}$ .

#### I.1.4. Les Poteaux

Les poteaux sont des éléments structurels verticaux en béton armé, Leur rôle principal est de transmettre les charges de la structure vers les fondations, agissant ainsi comme des points d'appui essentiels.

Pour leur prédimensionnement, on se base sur l'État Limite de Service (ELS) en réalisant une descente de charges pour le poteau le plus sollicité. On suppose alors que le béton seul supporte l'ensemble des efforts en compression simple. La charge totale  $N_s$  est déterminée par la somme des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q),

Soit :

$$S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$$N_s = G + Q$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal repris par le poteau.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

S : Section du poteau considéré.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton, donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} \quad \text{D'où} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes selon (RPA 99 version 2003, Art. 7.4.1) :

- $\min (b ; h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b ; h) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b / h \leq 4$

## II.2. Détermination des charges et surcharges

### II.2.1. Charges permanentes G

Les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q seront déterminées en se référant au (DTR B.C.2.2)

#### ❖ Plancher terrasse inaccessible à corps creux

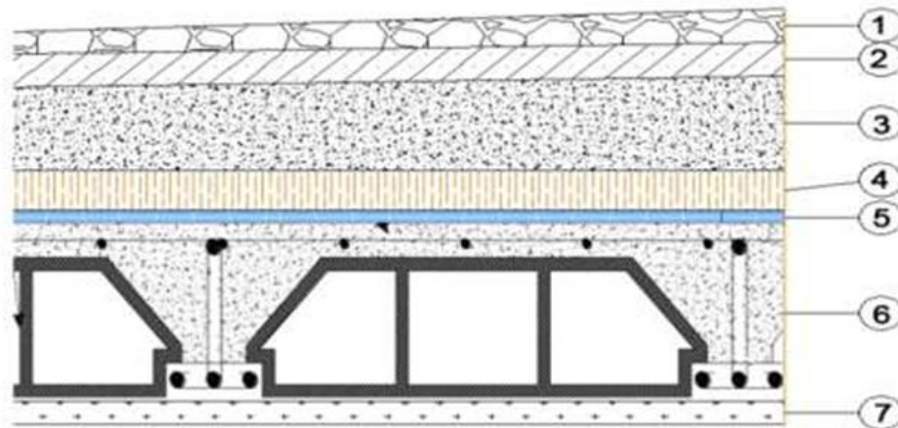
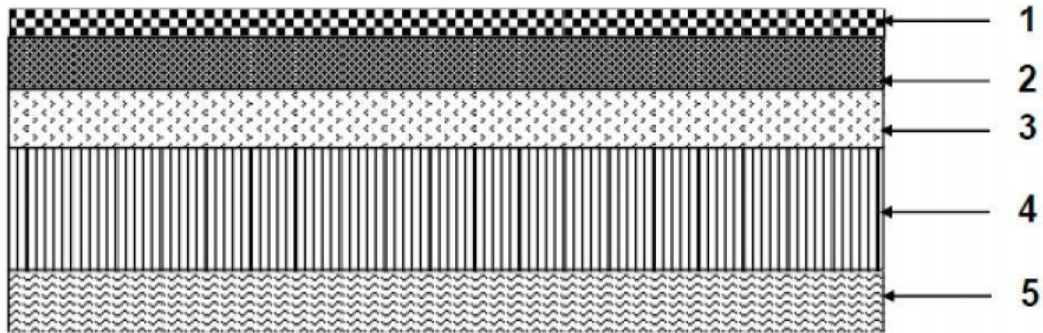


Figure II.4 : Coupe du plancher terrasse inaccessible en corps creux

N°	Eléments	Epaisseur ( m )	Poids Volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Charges G ( KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	0.05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1,54
4	Isolation thermique	0.04	04	0,16
5	Feuille de polyane	/	/	0,01
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2,80
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0,20
				<b>G = 5,68 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.1 : Charge permanente de terrasse inaccessible

❖ **Plancher Etage courant en corps creux :****Figure II.5 :** Coupe du plancher étage courant en corps creux

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Couche de sable	0.03	18	0,54
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0,20
6	Cloisons de séparation interne	0.10	10	1.00
				<b>G = 5,38 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.2 :** Charge permanente de l'étage courant.❖ **Plancher dalle pleine**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en dalle plein	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparation interne	0.10	10	1.00
				<b>G = 6.33 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.3 :** charges permanentes plancher dalle pleine

❖ **Balcons des étages courants**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en dalle plein	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				<b>G = 5.33 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.4 : charges permanentes balcons des étages courants

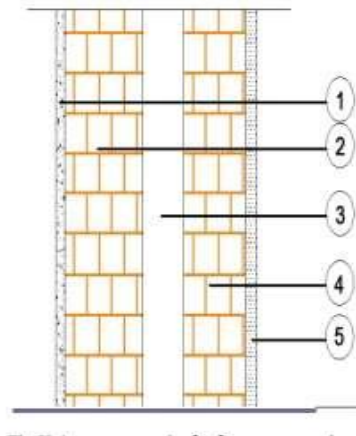
❖ **Les Murs extérieure**

Figure II. 6 : Coupe verticale du mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
2	Brique creuse	0.1	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				<b>G = 2.40 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.5 : Charges permanentes de la maçonnerie (mur extérieur)

## ❖ Murs intérieurs

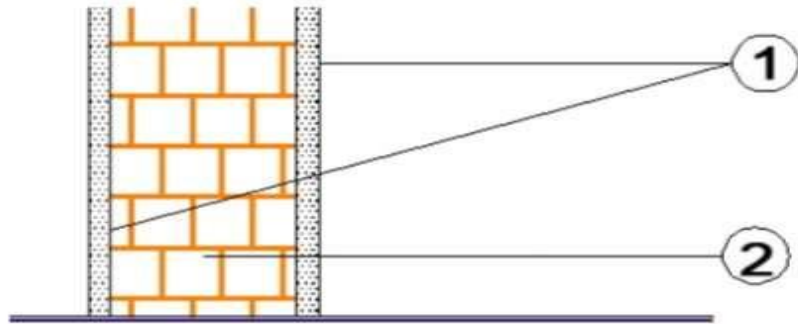


Figure 7 : Coupe verticale du mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.1	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				<b>G = 1.30 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 6 : Charges permanentes de la maçonnerie (mur intérieur)

## II.2.2. Charge d'exploitation Q (Selon Le DTR)

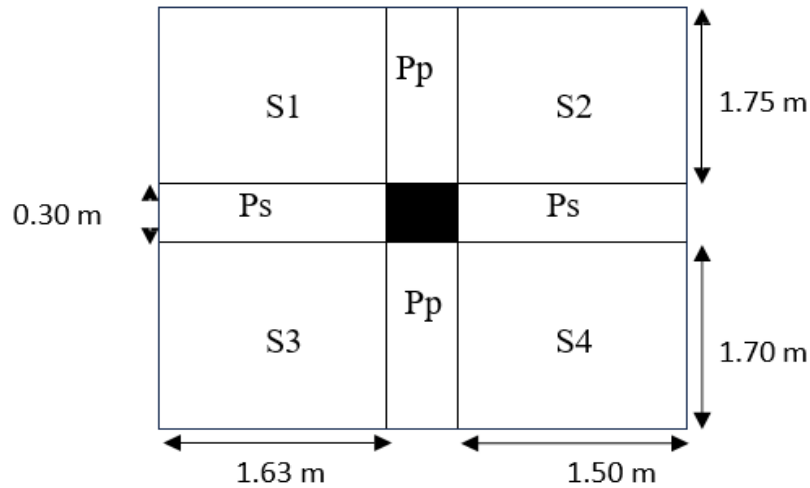
Eléments	Surcharges en KN/m <sup>2</sup>
Plancher terrasse inaccessible	<b>1.00</b>
Plancher étage courant	<b>1.50</b>
Plancher Dalle plein	<b>2.50</b>
Plancher RDC	<b>2.50</b>
Balcon	<b>3.50</b>
Escalier	<b>2.50</b>
Acrotère	<b>1.00</b>

Tableau II.7 : Charges d'exploitations des différents éléments

### II.2.3. Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

#### II.2.3.1. Surface d'influence

Section nette (S) :



Section nette (S):

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$- S1 = 1.75 \times 1.63 = 2.85 \text{ m}^2$$

$$- S2 = 1.50 \times 1.75 = 2.63 \text{ m}^2$$

$$- S3 = 1.70 \times 1.63 = 2.77 \text{ m}^2$$

$$- S4 = 1.50 \times 1.70 = 2.55 \text{ m}^2$$

$$S = 10.80 \text{ m}^2$$

Section brute (S') :

$$S' = (1.75 + 0.30 + 1.70) \times (1.63 + 0.30 + 1.50)$$

$$S' = 12.86 \text{ m}^2$$

#### II.2.3.2. Poids propre des éléments

##### A. Les Planchers

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

$$P = G * S_n$$

Avec :

P : Poids propre du plancher

G : Charge surfacique revenant au plancher

S<sub>n</sub> : Surface nette du plancher

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$P = 5.68 \times 10.80 = \mathbf{61.34 \text{ KN}}$$

- **Plancher étage courant**

$$P = 5.38 \times 10.80 = \mathbf{58.10 \text{ KN}}$$

### B. Les poutres :

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

Avec :

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

V : volume de l'élément

- **Poutre principale**

$$G_{\text{pp}} = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times (1.75 + 1.70) = \mathbf{9.05 \text{ KN}}$$

- **Poutre secondaire**

$$G_{\text{ps}} = 25 \times (0.30 \times 0.30) \times (1.63 + 1.50) = \mathbf{7.04 \text{ KN}}$$

- **Poutre de chaînage**

$$G_{\text{p}} = 25 \times (0.25 \times 0.30) \times (3 \times 0.35) = \mathbf{6.28 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{D'où : la charge totale : } G_T = 9.05 + 7.04 + 6.28 = \mathbf{22.37 \text{ KN}}$$

### C. Les poteaux

- **Poteau Sous-Sol :**  $G_p = 25 \times (0,25 \times 0,25 \times 3.06) = \mathbf{4.78 \text{ KN}}$

- **Poteau de RDC :**  $G_p = 25 \times (0,25 \times 0,25 \times 4.08) = \mathbf{6.37 \text{ KN}}$

- **Poteaux Etages courants :**  $G_p = 25 \times (0,25 \times 0,25 \times 3.06) = \mathbf{4.78 \text{ KN}}$

### II.2.4. Surcharges d'exploitations des éléments

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

$$\mathbf{P = Q \times S_n}$$

Avec :

P : Poids propre du plancher

Q : Charge d'exploitation revenant au plancher

S<sub>n</sub> : Surface nette du plancher

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$P = 1 \times 10.80 = \mathbf{10.80 \text{ KN}}$$

- **Plancher étage courant**

$$P = 1.5 \times 10.80 = \mathbf{16.20 \text{ KN}}$$

- **Plancher RDC**

$$P = 2.5 \times 10.80 = \mathbf{27.00 \text{ KN}}$$

### II.2.5. Loi de dégression des surcharges :

Le règlement technique (**DTR B.C.2.2 ART 6.3**) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitation sur des bâtiments à grand nombre d'étages ; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique également sur les structures qui ont 5 niveaux au minimum.

La loi de dégression est :

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

**Avec :**

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

$Q_0$  : charge d'exploitation de la terrasse

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

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

- Etage 7 :  $Q_8 = Q_0 = \mathbf{10.80 \text{ kN}}$

- Etage 6 :  $Q_7 = Q_0 + Q_1 = \mathbf{27.00 \text{ kN}}$

- Etage 5 :  $Q_6 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = \mathbf{41.58 \text{ kN}}$

- Etage 4 :  $Q_5 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = \mathbf{54.54 \text{ kN}}$

- Etage 3 :  $Q_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = \mathbf{65.88 \text{ kN}}$

- Etage 2 :  $Q_3 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = \mathbf{75.60 \text{ kN}}$

- Etage 1 :  $Q_2 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = \mathbf{83.70 \text{ kN}}$

- Etage RDC :  $Q_1 = Q_0 + 1 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = \mathbf{124.20 \text{ Kn}}$

- Sous-Sol :  $Q = Q_0 + 1 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = \mathbf{151.20 \text{ Kn}}$

## II.3. Dimensionnement des poteaux :

Niveau	G Poutres (KN)	G Planchers (KN)	G Poteaux (KN)	G total (KN)	G cumulée (KN)	Q (KN)	Q cumulé e (KN)	N <sub>s</sub> =G+Q (KN)	S= $\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix de la section (cm <sup>2</sup> )
7	22.37	61.34	4.78	88.49	88.49	10.80	10.80	99.29	66.19	30×30
6	22.37	58.10	4.78	85.25	173.74	16.20	27.00	200.74	133.82	30×30
5	22.37	58.10	4.78	85.25	258.99	16.20	43.20	302.19	201.46	30×30
4	22.37	58.10	4.78	85.25	344.24	16.20	59.40	403.64	269.09	35×35
3	22.37	58.10	4.78	85.25	429.49	16.20	75.60	505.09	336.72	35×35
2	22.37	58.10	4.78	85.25	514.74	16.20	91.80	606.54	404.36	35×35
1	22.37	58.10	4.78	85.25	599.99	16.20	108.00	707.99	472.00	35×35
RDC	22.37	58.10	6.37	86.84	686.83	16.20	124.20	811.03	540.68	40×40
Sous-sol	22.37	58.10	4.78	85.25	772.08	27.00	151.20	923.28	615.52	40×40

### II.3.1. Vérification selon le RPA99 /version 2003 (Art7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\bullet (b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \implies \text{Poteaux (30 X 30)} : \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\bullet \text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{he} \implies \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.40 \text{ cm} : \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\bullet \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 = \frac{1}{4} < 1.00 < 4 : \quad \text{Condition vérifiée}$$

### II.3.2. Vérification des poteaux au flambement

Le flambement des poteaux en génie civil est un phénomène d'instabilité qui se produit lorsqu'un élément soumis à une compression axiale dépasse une charge critique entraînant une déformation latérale de manière brusque. Cela peut entraîner la ruine de la structure si le phénomène n'est pas contrôlé.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

**Avec :**

$\lambda$  : Elancement du poteau.

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

$L_0 = h_e$  : Longueur libre du poteau

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

$I$  : Moment d'inertie du poteau  $I = \frac{bh^3}{12}$  ;  $\frac{hb^3}{12}$

$S$  : Section transversale du poteau ( $S = b \times h$ )

$$\lambda = \frac{0.7 L_f}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_f}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 L_f}{b} \implies \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} = 2.42 \times \frac{L_f}{b}$$

• **Sous – sol** Poteaux (40 x 40)

$$l_f = 286 \text{ cm} \implies \lambda = 2.42 \times \frac{286}{40} = 17.30 < 50 : \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **RDC** Poteaux (40 x 40)

$$l_f = 388 \text{ cm} \implies \lambda = 2.42 \times \frac{388}{40} = 23.47 < 50 : \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Étage (1. 2. 3. 4)** poteaux (35 x 35)

$$l_f = 286 \text{ cm} \implies \lambda = 2.42 \times \frac{286}{35} = 19.77 < 50 \quad : \text{condition vérifiée}$$

- **Étage (5. 6. 7)** poteaux (30 x 30)

$$l_f = 286 \text{ cm} \implies \lambda = 2.42 \times \frac{286}{30} = 23.07 < 50 \quad : \text{condition vérifiée}$$

# **Chapitre III**

## Calcul des éléments secondaires

### III.1. Les planchers

#### Introduction :

La structure comprend un plancher en corps creux, servant de coffrage perdu et d'isolant thermique et phonique. D'une hauteur de 16 cm, ce plancher est constitué de poutrelles préfabriquées disposées longitudinalement selon l'axe YY. Ces poutrelles supportent les corps creux (hourdis) ainsi qu'une dalle de compression en béton

- Les poutrelles sont de sections en T, distantes de 65cm entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.
- Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm.

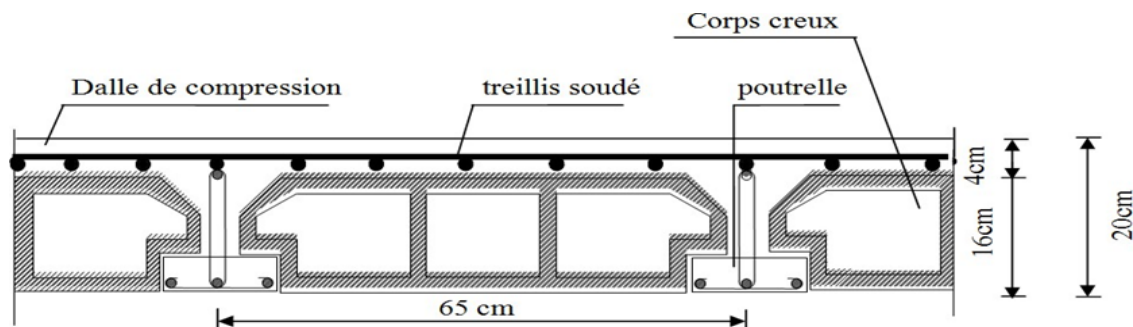


Figure III.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

#### III.1.1. Calcul des planchers en corps creux :

##### A. Dalle de compression

La dalle de compression en béton armé, d'une épaisseur de 4 cm, est coulée sur place. Elle est renforcée par un treillis soudé de nuance TL520 ( $f_e=520$  MPa ), qui a pour rôle de :

- Réduire les risques de fissuration dus au retrait
- Résister aux charges appliquées sur des surfaces réduites
- Assurer la répartition des charges localisées entre les poutrelles voisines.

Selon le **BAEL 91**, les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

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

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après :

- Armature perpendiculaire aux poutrelles :  $A_{\perp} > \frac{4 \times L}{f_e}$  Pour  $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$
- Armature parallèle aux poutrelles :  $A_{//} > \frac{A_{\perp}}{2}$

### B. Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} > \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

- $L$  : distance entre axes des poutrelles comprise en cm.
- $f_e$  : étant limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa.
- $A_{\perp}$  : section des armatures perpendiculaire aux poutrelles en  $cm^2 / ml$

$$A_{\perp} > \frac{4 \times L}{f_e} \quad ; \quad A_{\perp} > \frac{4 \times L}{f_e} \quad ; \quad \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ Cm}^2 / ml$$

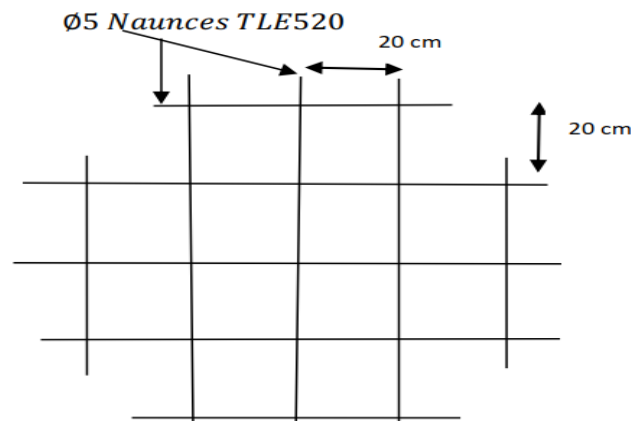
On opte pour : **5 T5 = 0.98 cm<sup>2</sup> / ml**, avec un espacement de 20 cm ( $e = 20\text{cm}$ ).

### C. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} > \frac{A_{\perp}}{2} \quad ; \quad A_{//} > \frac{0.98}{2} \quad ; \quad A_{//} = 0.49 \text{ cm}^2 / ml$$

On opte pour : **5 T5 = 0.98 cm<sup>2</sup> / ml**, avec un espacement de 20 cm ( $e = 20\text{cm}$ )

**$e = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée**



**Figure III.2 : Ferrailage de la dalle de compression (Treillis soudé)**

### III.1.2. Étude des poutrelles

Une poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension  $(12 \times 4) \text{ cm}^2$  supporté aux deux extrémités.

Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la petite portée. Le calcul se fait en deux étapes :

### A. 1<sup>ère</sup> Etape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ses extrémités, soumise à une flexion simple. Elle doit supporter son propre poids, celui des corps creux ainsi que la charge due à la présence des ouvriers.

- **Calcul des charges**

- Le poids propre de la poutrelle est :  $G_1 = (0.12 \times 0.04) \times 25 = \mathbf{0.12 \text{ kN/ml}}$
- Le poids propre de corps creux est :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = \mathbf{0.62 \text{ kN/ml}}$
- La charge permanente total :  $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = \mathbf{0.74 \text{ KN/ml}}$
- Le poids de l'ouvrier est estimé à :  $Q = \mathbf{1 \text{ kN/m}}$

- **Calcul de ferrailage à L'ELU :**

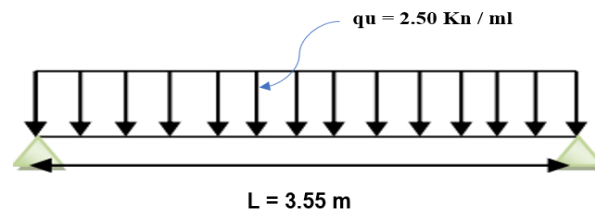
Le calcul sera réalisé sur la travée la plus critique, en considérant que la fissuration non préjudiciable.

- ❖ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0,74 + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ kN/ ml}$$

$$q_u = \mathbf{2.50 \text{ kN/ml}}$$



- ❖ **Moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2.50 \times 3.55^2}{8} = \mathbf{3.938 \text{ Kn.m}}$$

- ❖ **Effort tranchant maximal**

$$T_{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2.50 \times 3.55}{2} = \mathbf{4.437 \text{ Kn . m}}$$

- **Calcul de la section d'armatures :**

Dimensions de la section de la poutrelle : (b = 12 cm ; h = 4 cm)

- l'enrobage c = **2cm**

- La hauteur utile : d = h - c ; d = 4 - 2 = **2 cm**

-  $f_{bc} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$

$$\mu = \frac{3.938 \times 10^6}{14.2 \times 120 \times 20^2} = 6.62 > \mu_l = 0,392$$

**La section est doublement armée**

### Conclusion

La faible hauteur de la poutrelle ne permet pas d'ajouter deux nappes d'armatures. Il est donc nécessaire de mettre en place **des étais** pour alléger la charge qu'elle doit supporter avant le coulage de la dalle de compression.

### B. 2<sup>ème</sup> Etape : Après coulage de la dalle de compression.

La poutrelle sera modélisée comme une poutre en "T" reposant sur plusieurs appuis, avec des charges et surcharges uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

- **Dimensionnement de la poutrelle :**

- $b_0$  : largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{ cm}$
- $L$  : distance entre axe des poutrelles  $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$
- $L_1$  : Longueur de la plus grande travée  $L_1 = 3.55 \text{ m}$
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $H$  : hauteur totale de plancher  $H = 20 \text{ cm}$

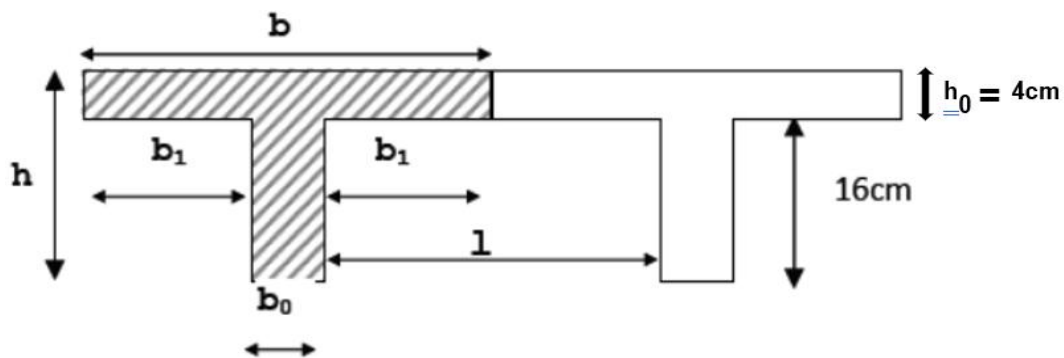


Figure III.3 : Schéma représentatif de la poutrelle

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L_1}{10} ; \frac{L}{2} ; 8 \times h_0 \right) = \left( \frac{355}{10} ; \frac{53}{2} ; 8 \times 4 \right)$$

$$b_1 = 26.50 \text{ cm}$$

- **Calcul des charges et surcharges et leurs combinaisons**

- ❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

- Poids propre de plancher :  $G = 5,68 \times 0,65 = 3.692 \text{ KN/ml}$
- Surcharges d'exploitation :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/m}$

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3.692) + (1,5 \times 0,65) ; \quad q_u = 5.96 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.692 + 0,65 ; \quad q_s = 4,342 \text{ KN/ml}$$

❖ **Plancher étage courant**

- Poids propre de plancher :  $G = 5.38 \times 0.65 = 3.497 \text{ KN/ml}$

- Surcharges d'exploitation :  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1.35 \times 3.497) + (1,5 \times 0,975)$  ;  $q_u = 6.183 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = G + Q = 3.497 + 0,975$  ;  $q_s = 4.472 \text{ KN/ml}$

❖ **Plancher étage RDC**

- Poids propre de plancher :  $G = 5.38 \times 0.65 = 3.497 \text{ KN/ml}$

- Surcharges d'exploitation :  $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1.35 \times 3.497) + (1,5 \times 1.625)$  ;  $q_u = 7.158 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = G + Q = 3.497 + 1.625$  ;  $q_s = 5.122 \text{ KN/ml}$

**Remarque :** Comme la charge du plancher du rez-de-chaussée est la plus élevée, elle sera utilisée pour le calcul du ferrailage des poutrelles

• **Choix de la méthode de calcul**

Les efforts internes sont calculés en utilisant l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot
- Méthode des trois moments

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

**Remarque :** nous avons trois cas de poutre continu à étudier :

- 1<sup>er</sup>cas : la poutre repose sur 6 appuis
- 2<sup>er</sup>cas: : la poutre repose sur 3 appuis
- 3<sup>er</sup>cas: : la poutre repose sur 2 appuis

- **1<sup>er</sup> Cas :** la poutrelle à cinq travées (6 appuis)

✓ a) La valeur de la surcharge d'exploitation respecte les conditions suivantes :

$$Q \leq \min ( 2G ; 5 \text{ KN / ml } )$$

$$Q = 1.625 \text{ KN / ml } \quad ; \quad G = 3.497 \text{ KN/ml}$$

$$2 \times G = 2 \times 3.497 = 6.994 \text{ KN / ml}$$

$$Q = 1.625 < \min (6.994 ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN / ml} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

- ✓ b) La fissuration est non préjudiciable ⇒ **condition vérifier**
- ✓ c) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les toutes les travées ⇒ **condition vérifier**
- ✓ d) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
  - $0.8 \leq \frac{355}{330} = 1.07 \leq 1.25 \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$
  - $0.8 \leq \frac{330}{320} = 1.03 \leq 1.25 \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$
  - $0.8 \leq \frac{320}{335} = 0.95 \leq 1.25 \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$
  - $0.8 \leq \frac{335}{2.91} = 1.15 \leq 1.25 \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$

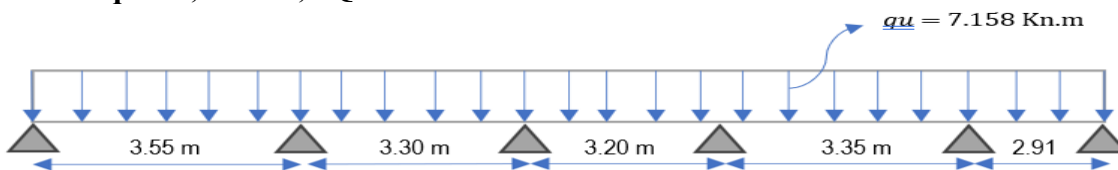
### Conclusion :

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

### ❖ Application de la méthode forfaitaire :

A L'ELU

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7.158 \text{ KN/ml}$$



### - Calcul du rapport de charge $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \quad ; \quad \alpha = \frac{1.625}{1.625 + 3.497} = 0.317$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.547$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.647$$

### - Calcul des moments à l'ELU

#### Calcul des moments isostatiques

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{7.158 \times 3.55^2}{8} = 11.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{7.158 \times 3.30^2}{8} = 9.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{7.158 \times 3.20^2}{8} = 9.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{7.158 \times 3.35^2}{8} = 10.04 \text{ Kn.m}$$

$$M_{05} = \frac{7.158 \times 2.91^2}{8} = 7.58 \text{ Kn.m}$$

### Calcul des moments sur appuis

- 0.5  $M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0.4  $M_0$  : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- 0.3  $M_0$  : pour les appuis de rive semi encastés

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 (11.27) = \mathbf{3.381 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0.5 (11.27) = \mathbf{5.635 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0.4 (9.74) = \mathbf{3.896 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0.4 \max (M_{03} ; M_{04}) = 0.4 (10.04) = \mathbf{4.016 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0.5 \max (M_{04} ; M_{05}) = 0.5 (10.04) = \mathbf{5.02 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0.3 M_{05} = 0.3 (7.58) = \mathbf{2.274 \text{ KN.m}}$$

### Calcul des moments en travées

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

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

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Travée de rive}$$

#### Travée AB (Travée de rive)

$$M_t \geq \max [1.05 M_{01} ; (1 + 0.3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max [1.05 (11.27) ; 1.095 (11.27)] - \frac{3.381 + 5.635}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 12.34 - 4.508$$

$$M_{tAB} \geq \mathbf{7.832 \text{ Kn.m}}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{tAB} \geq 0.647 (11.27)$$

$$M_{tAB} \geq \mathbf{7.291 \text{ Kn.m}}$$

✓ Soit  $M_{tAB} = \mathbf{7.832 \text{ Kn.m}}$

**Travée BC (Travée intermédiaire)**

$$M_{t\ BC} \geq \max [ 1.05 ( 9.74 ) ; 1.095 ( 9.74 ) ] - \frac{5.635 + 3.896}{2}$$

$$M_{t\ BC} \geq 10.665 - 4.765$$

$$M_{t\ BC} \geq \mathbf{5.899\ Kn.m}$$

$$M_{t\ BC} \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{t\ BC} \geq 0.547 ( 9.74 )$$

$$M_{t\ BC} \geq \mathbf{5.327\ Kn.m}$$

✓ Soit  $M_{t\ BC} = \mathbf{5.899\ Kn.m}$

**Travée CD (Travée intermédiaire)**

$$M_{t\ CD} \geq \max [ 1.05 ( 9.16 ) ; 1.095 ( 9.16 ) ] - \frac{3.896 + 4.016}{2}$$

$$M_{t\ CD} \geq 10.03 - 3.956$$

$$M_{t\ CD} \geq \mathbf{6.074\ Kn.m}$$

$$M_{t\ CD} \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_{03}$$

$$M_{t\ CD} \geq 0.547 ( 9.16 )$$

$$M_{t\ CD} \geq \mathbf{5.01\ Kn.m}$$

✓ Soit  $M_{t\ CD} = \mathbf{6.074\ Kn.m}$

**Travée DE (Travée intermédiaire)**

$$M_{t\ DE} \geq \max [ 1.05 ( 10.04 ) ; 1.095 ( 10.04 ) ] - \frac{4.016 + 5.02}{2}$$

$$M_{t\ DE} \geq 10.993 - 4.518$$

$$M_{t\ DE} \geq \mathbf{6.475\ Kn.m}$$

$$M_{t\ DE} \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_{04}$$

$$M_{t\ DE} \geq 0.547 ( 10.04 )$$

$$M_{t\ DE} \geq \mathbf{5.491\ Kn.m}$$

✓ Soit  $M_{t\ DE} = \mathbf{6.475\ Kn.m}$

**Travée EF (Travée de rive)**

$$M_{t\text{ EF}} \geq \max [ 1.05 ( 7.58 ) ; 1.095 ( 7.58 ) ] - \frac{5.02 + 2.274}{2}$$

$$M_{t\text{ EF}} \geq 8.30 - 3.647$$

$$M_{t\text{ EF}} \geq \mathbf{4.653 \text{ Kn.m}}$$

$$M_{t\text{ EF}} \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_{05}$$

$$M_{t\text{ EF}} \geq 0.647 ( 7.58 )$$

$$M_{t\text{ EF}} \geq \mathbf{4.90 \text{ Kn.m}}$$

✓ Soit  $M_{t\text{ EF}} = 4.90 \text{ Kn.m}$

**- Calcul des efforts tranchants**

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

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

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

**Travée AB**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7.158 \times 3.55}{2} + \frac{-5.635 - 3.381}{3.55} = \mathbf{10.17 \text{ Kn}}$$

$$T_B = \frac{-q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-7.158 \times 3.55}{2} + \frac{-5.635 - 3.381}{3.55} = \mathbf{-15.24 \text{ Kn}}$$

**Travée BC**

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7.158 \times 3.30}{2} + \frac{-3.896 - 5.635}{3.30} = \mathbf{8.92 \text{ Kn}}$$

$$T_C = \frac{-q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-7.158 \times 3.30}{2} + \frac{-3.896 - 5.635}{3.30} = \mathbf{-14.17 \text{ Kn}}$$

**Travée CD**

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{7.158 \times 3.20}{2} + \frac{-4.016 - 3.896}{3.20} = \mathbf{8.98 \text{ Kn}}$$

$$T_D = \frac{-q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{-7.158 \times 3.20}{2} + \frac{-4.016 - 3.896}{3.20} = \mathbf{-13.92 \text{ Kn}}$$

**Travée DE**

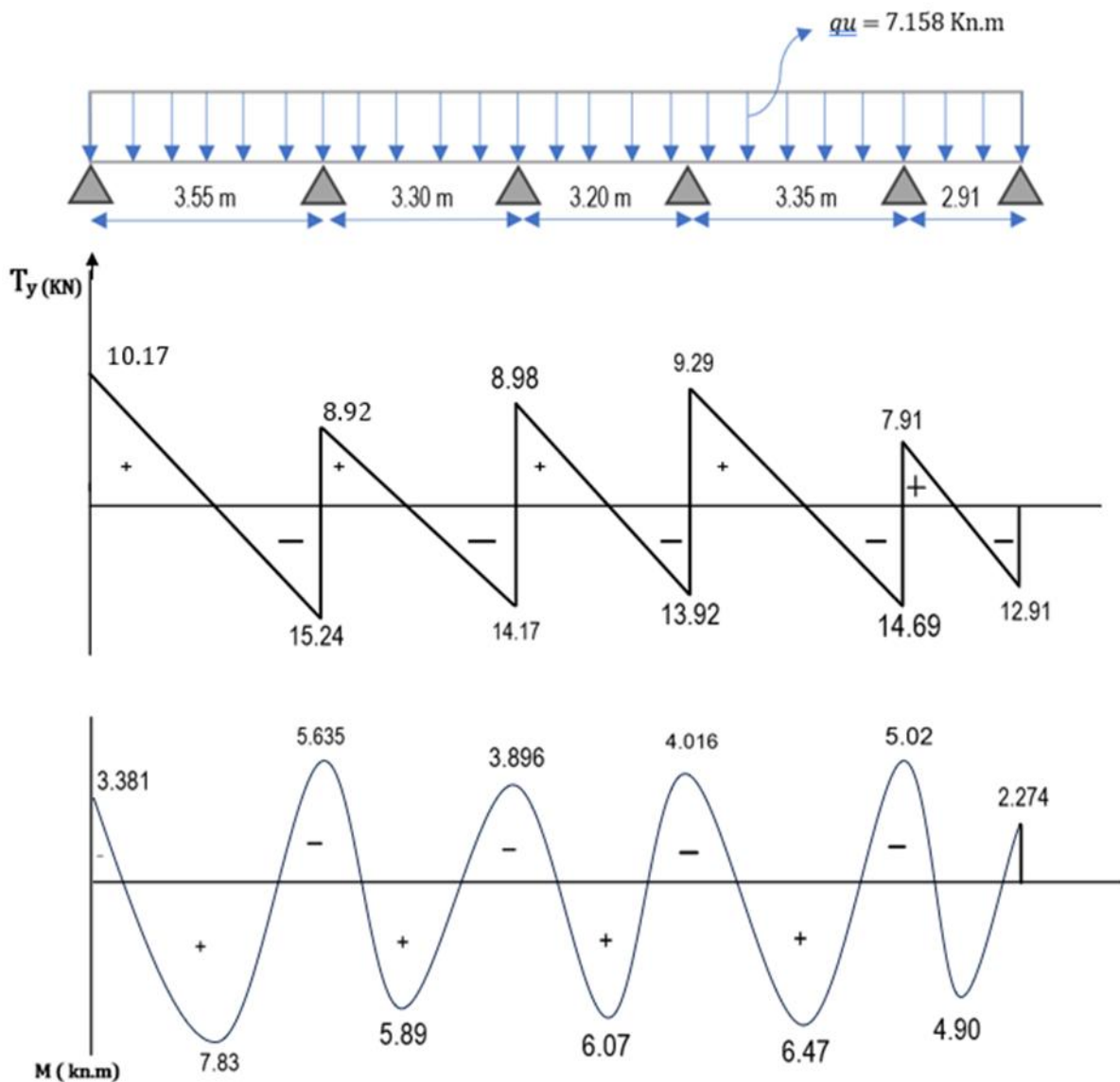
$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{7.158 \times 3.35}{2} + \frac{-5.02 - 4.016}{3.35} = \mathbf{9.29 \text{ Kn}}$$

$$T_E = \frac{-q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{-7.158 \times 3.35}{2} + \frac{-5.02 - 4.016}{3.35} = \mathbf{-14.69 \text{ Kn}}$$

**Travée EF**

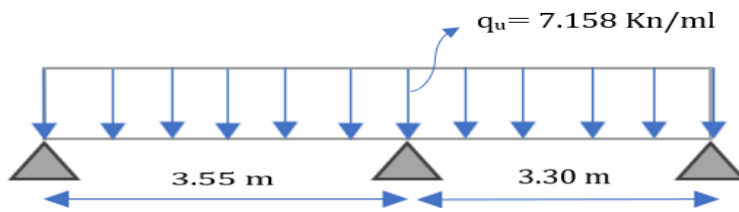
$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{7.158 \times 2.91}{2} + \frac{-2.274 - 5.02}{2.91} = \mathbf{7.91 \text{ Kn}}$$

$$T_F = \frac{-q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{-7.158 \times 2.91}{2} + \frac{-2.274 - 5.02}{2.91} = \mathbf{-12.91 \text{ Kn}}$$



**Figure III.4 :** Diagrammes des effort interne à L'ELU

- 2<sup>em</sup> Cas la poutrelle à deux travée (3 appuis)



### Calcul des moments isostatiques

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{7.158 \times 3.55^2}{8} = 11.27 \text{ Kn.m}$$

$$M_{02} = \frac{7.158 \times 3.30^2}{8} = 9.74 \text{ Kn.m}$$

### Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 (11.27) = 3.381 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0.6 (11.27) = 6.762 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 M_{02} = 0,3 (9.74) = 2.922 \text{ KN.m}$$

### Calcul des moments en travées

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

#### Travée AB (Travée de rive)

$$M_t \geq \max [1.05 M_{01} ; (1 + 0.3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max [1.05 (11.27) ; 1.095 (11.27)] - \frac{3.381 + 6.762}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 12.34 - 5.07$$

$$M_{tAB} \geq 7.27 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{tAB} \geq 0.647 (11.27)$$

$$M_{tAB} \geq 7.291 \text{ Kn.m}$$

✓ Soit  $M_{tAB} = 7.291 \text{ Kn.m}$

**Travée BC (Travée de rive)**

$$M_{tBC} \geq \max [ 1.05 ( 9.74 ) ; 1.095 ( 9.74 ) ] - \frac{6.762 + 2.922}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 10.665 - 4.842$$

$$M_{tBC} \geq \mathbf{5.82 \text{ Kn.m}}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{tBC} \geq 0.647 ( 9.74 )$$

$$M_{tBC} \geq \mathbf{6.30 \text{ Kn.m}}$$

✓ Soit  $M_{tBC} = \mathbf{6.30 \text{ Kn.m}}$

**Calcul des efforts tranchants**

• **Travée AB**

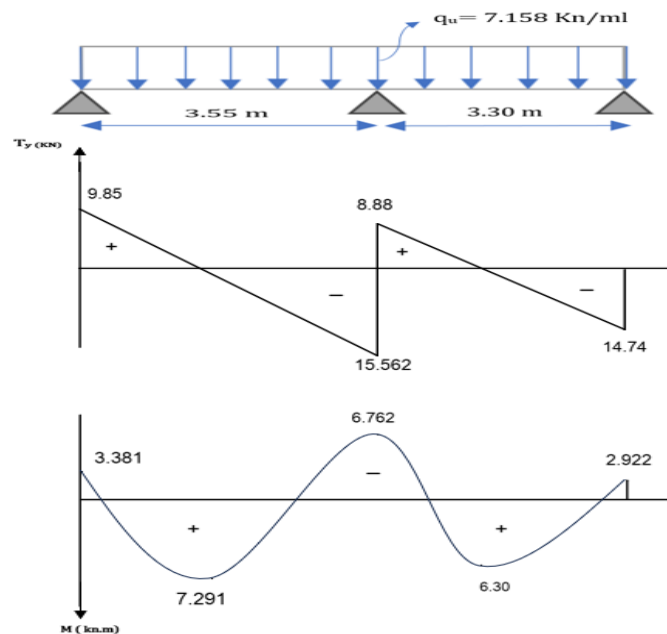
$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7.158 \times 3.55}{2} + \frac{-6.762 - 3.381}{3.55} = \mathbf{9.85 \text{ Kn}}$$

$$T_B = \frac{-q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-7.158 \times 3.55}{2} + \frac{-6.762 - 3.381}{3.55} = \mathbf{-15.562 \text{ Kn}}$$

• **Travée BC**

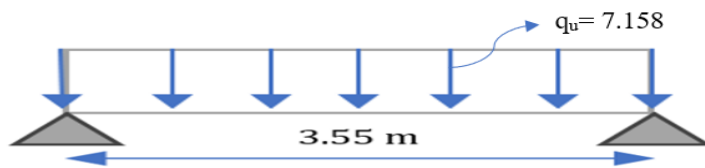
$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7.158 \times 3.30}{2} + \frac{-2.922 - 6.762}{3.30} = \mathbf{8.88 \text{ Kn}}$$

$$T_C = \frac{-q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-7.158 \times 3.30}{2} + \frac{-2.922 - 6.762}{3.30} = \mathbf{-14.74 \text{ Kn}}$$



**Fig III.5:** Diagrammes des effort interne à L'ELU

- 3<sup>em</sup> Cas la poutrelle à une travée (2 appuis)



### Calcul des moments isostatiques

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{7.158 \times 3.55^2}{8} = 11.27 \text{ Kn.m}$$

### Calcul des moments sur appuis

$$M_A = M_B = 0.3M_0 = 0.3 (11.27) = 3.381 \text{ KN.m}$$

### Calcul des moments en travées

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

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

$$M_{tAB} \geq \max [1.05 (11.27) ; 1.095 (11.27)] - 3.381$$

$$M_{tAB} \geq 12.34 - 3.381$$

$$M_{tAB} \geq 8.96 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{tAB} \geq 0.647 (11.27)$$

$$M_{tAB} \geq 7.291 \text{ Kn.m}$$

✓ Soit  $M_{tAB} = 8.96 \text{ Kn.m}$

### Calcul des efforts tranchants

- Travée AB

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7.158 \times 3.55}{2} + \frac{-(3.381 - 3.381)}{3.55} = 12.705 \text{ Kn}$$

$$T_B = \frac{-q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-7.158 \times 3.55}{2} + \frac{-(3.381 - 3.381)}{3.55} = -12.705 \text{ Kn}$$

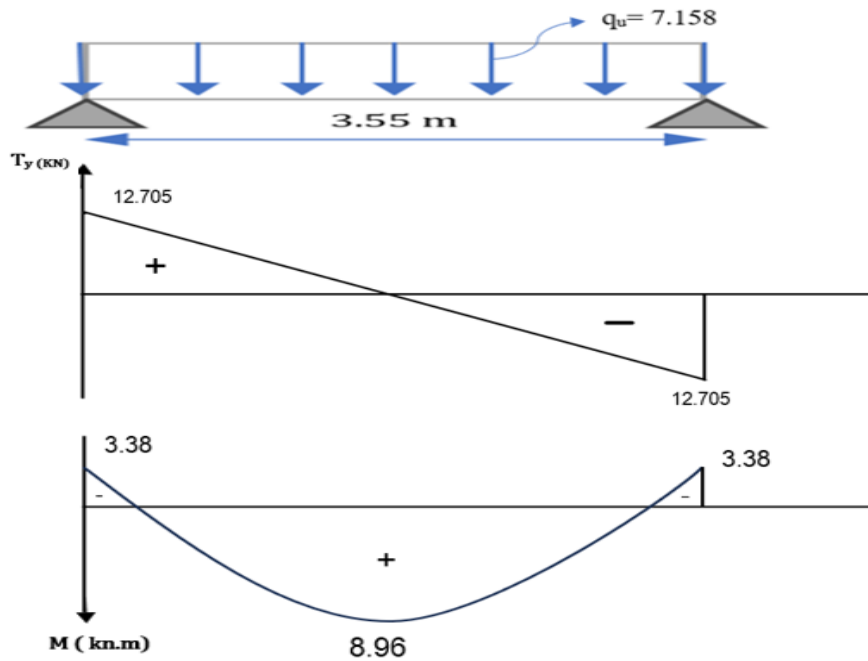


Figure III.6: Diagrammes des efforts internes à l'ELU

### III.1.3. Calcul des armatures

Le ferrailage sera calculé pour une section en T en tenant compte des moments maximaux en travée et aux appuis.

- En travée :  $M_t \text{ max} = 8.96 \text{ KN.m}$
- Sur appui :  $M_a \text{ max} = - 6.762 \text{ KN.m}$

On a:

$b = 65 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ;  $h = 20 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 18 \text{ cm}$ .

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa.} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

#### A. Armatures longitudinales :

##### • En travées

On a:  $M_t \text{ max} = 8.96 \text{ KN.m}$

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

$$M_0 = F_{bc} \times h_0 \times b \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 10^3 \times 0,04 \times 0,65 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59.072 \text{ Kn.m}$$

$M_t \text{ max} < M_0 \implies$  L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de dimension  $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.96}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.029 < 0.392$$

Section simplement armée (S.S.A). Les armatures comprimées sont pas nécessaires

$$(A_{sc} = 0 \text{ cm}^2)$$

$$\mu = 0.029 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.96 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Soit : 3 HA 8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\text{On a : } M_a \text{ max} = 6.762 \text{ KN.m}$$

La table de compression étant entièrement tendue, le calcul revient au calcul d'une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.762}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.122 < 0.392$$

$\mu_u < 0,392$  Section est simplement armée

$$\mu = 0.122 \rightarrow \beta = 0.935$$

$$A_{st} = \frac{M_a \text{ max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.762 \times 10^3}{0.935 \times 18 \times 348} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Soit : 2 HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

### B. Armatures transversales :

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à  $h/35$  ( $h$  étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

(Art A.7.2. 2/ BAEL91 modifié 99)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35} ; 1 ; \frac{12}{10} \right\}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\checkmark \text{ Soit } A_t = 2\text{HA8} = 1.01 \text{ cm}^2$$

**C. Espacement des armatures transversales : (Art A.5.3/BAEL 91)**

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

**On prend : St = 15 cm.**

**III.1.4. Vérification à l'ELU****A. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)**

- **Aux appuis**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifier.}$$

- **En travée**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.412 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifier.}$$

**B. Vérification de rupture par cisaillement :( BAEL 91. Art A.5.1.211)**

$$\tau_U = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \quad \text{avec } T_{\max} = 15.562 \text{ Kn}$$

$$\tau_U = \frac{15.562 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.720 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_U = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.720 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{c28}$$

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

- **Aux Appuis**

$\psi_s$ : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 ( pour les barres de haute adhérence)

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

$$\sum ui = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum ui} = \frac{15.562}{0.9 \times 180 \times 62.8} = \mathbf{1.529 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1.529 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

- **En travée :**

$$\sum ui = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum ui} = \frac{15.562 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = \mathbf{1.274 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1.274 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

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

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

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{su}}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

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

- **Forfaitairement :**

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } L_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

Longueur de scellement mesuré hors crochets est de :  $L_c = 0,4 \times L_s = 16 \text{ cm}$

$$\text{Soit } L_c = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

#### **E. L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91-Art A5.1.313)**

- **Influence sur le béton**

$$\frac{2 \times T_u}{b_0 \times a} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec } a_0 = 0,9 d$$

**Avec :**

$T_u$  : Effort tranchant maximum

$a_0$  : La longueur d'appuis à considérer qui égale à  $0.9 d$

$b_0$  : largeur de la poutre qui égale à  $12 \text{ cm}$

$$\frac{2 \times 15.562 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = \mathbf{1.60 \text{ MPa}} \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5} = \mathbf{13.33 \text{ MPa}} \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Influence sur les aciers**

- ❖ **Appuis de rive**

$$A_a = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2} \geq \frac{\gamma_s \times V_{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 15.562 \times 10^3}{400 \times 10^2} = \mathbf{0.44 \text{ cm}^2} \implies \text{condition vérifiée}$$

- ❖ **Appuis intermédiaires (Art : A.5.1.321 BAEL 91 / 99)**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M$  est inférieure à  $0,9 V d$ , on doit donc prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort  $e$  gal a :

$$V_U + \frac{M_U}{0.9 \times d}$$

$$0,9 V_u \cdot d = 0,9 \times 15.562 \times 0,18 = 2.52 \text{ KN.m}$$

$$M_U = 6.762 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } 0,9 V_u \cdot d = \mathbf{2.52 \text{ KN.m}} < M_u = \mathbf{6.762 \text{ KN.m}} \implies \text{condition vérifiée}$$

### III.1.5. Vérification à l'ELS :

- **Effort interne max**

$$\text{En travée : } M_{t \max} = 6.406 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_{a \max} = 4.834 \text{ kN.m}$$

$$\text{Efforts tranchants max : } V_{\max} = \mathbf{11.501 \text{ kN}}$$

- **Vérification de l'état limite de compression de béton**

- ❖ **En travée**

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_o \times d} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 18} = 0.699$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.699 \quad ; \quad K_1 = 25.98 \quad ; \quad \beta_1 = 0.878$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tmax}}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{6.406 \times 10^3}{1.51 \times 0.878 \times 18} = \mathbf{268.43 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 268.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

- **Contraintes dans le béton**

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

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{268.43}{25.98} = \mathbf{10.33 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 10.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

❖ **En appuis**

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_o \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.726 \quad ; \quad K_1 = 25.32 \quad ; \quad \beta_1 = 0.876$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tmax}}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{4.834 \times 10^3}{1.57 \times 0.876 \times 18} = \mathbf{195.267 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 195.267 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

- **Contraintes dans le béton**

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

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{195.267}{25.32} = \mathbf{7.71 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 7.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

**Conclusion :**

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{20}{355} = \mathbf{0.056} \geq \frac{1}{22.5} = \mathbf{0.044} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad ; \quad \frac{20}{355} = \mathbf{0.056} \geq \frac{6.406}{15 \times 11.27} = \mathbf{0.037} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.06}{f_e} \quad ; \quad \frac{1.51}{12 \times 18} = \mathbf{0.006} \leq \frac{3.6}{400} = \mathbf{0.009} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

**Conclusion :**

Après vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **3HA 8 = 1.51 cm<sup>2</sup>**.

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

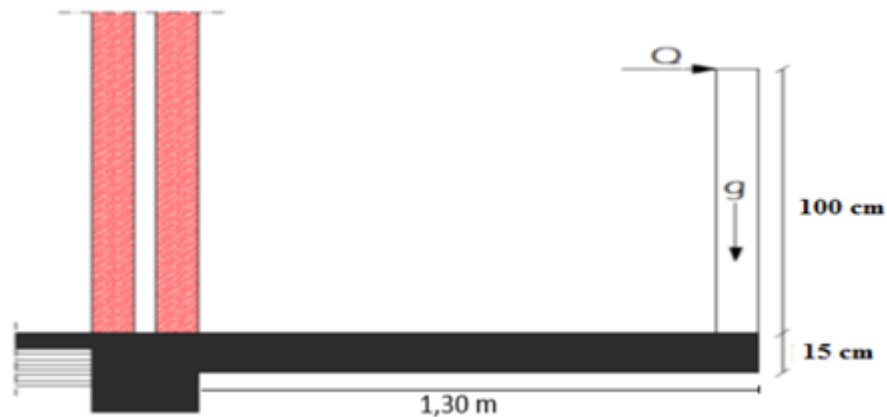
Armatures transversales : **2HA8 = 1.00 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de **15 cm**

### III.2. Dalle en console

La console est un élément en porte-à-faux constitué d'une dalle pleine prolongeant la dalle du plancher. Elle repose sur deux ou plusieurs appuis et fonctionne comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Son épaisseur est déterminée en fonction de la résistance à la flexion, afin d'assurer la stabilité et la sécurité de la structure. Cette épaisseur est calculée à l'aide de la formule suivante

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad ; \quad e_p \geq \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$$

**On prend :  $e_p = 15 \text{ cm}$**



**Figure III.7 : Coupe transversale d'un balcon**

#### III.2.1. Détermination des charges et surcharges

##### A. Charges permanentes

- **Poids propre du balcon :**

$G = 5.33 \times 1 = 5.33 \text{ kN/ml}$  ( $G$  déterminé dans le chapitre II)

- **Poids du garde-corps**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	2 x (0.02)	18	0.72
2	Brique creuse	0.1	09	0.90
				<b>G = 1.62</b>

##### B. Surcharge d'exploitation

- Pour dalle pleine :  **$Q1 = 3.5 \text{ KN/ml}$**
- Pour garde corp :  **$Q2 = 1 \text{ KN/ml}$**

**III.2.2. Combinaisons de charges****A. À l'ELU**

Charge uniforme :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.45 \text{ kN/ml}$ .

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

Charge dû à la main courante :  $M_{Ru} = 1.5Q \times 1 = 1.5 \times 1 \times 1 = 1.5 \text{ kN.m}$

**B. À l'ELS**

Charge uniforme :  $q_u = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ kN/ml}$ .

Charge concentrée :  $g_u = g = 1.62 = 1.62 \text{ kN/ml}$ .

Charge dû à la main courante :  $M_{ru} = 1.5Q \times 1 = 1.5 \times 1 \times 1 = 1.5 \text{ kN.m}$

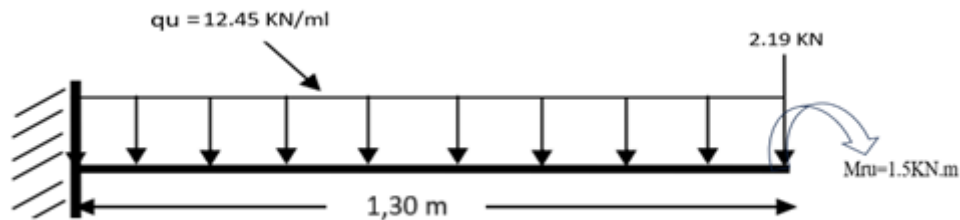
**III.2.3. Calcul à l'ELU**

Figure III.8 : Schéma statique de la console (ELU)

**A. Calcul du moment fléchissant**

$$M_U = \frac{q \times l^2}{2} + g_U \times L + M_{rU}$$

$$M_U = \frac{12.45 \times 1.3^2}{2} + 2.19 \times 1.3 + 1.50$$

$$M_U = 14.87 \text{ Kn.m}$$

**B. Calcul de l'effort tranchant**

$$T_u = q_U \times L + g_U$$

$$T_u = 12.45 \times 1.30 + 2.19$$

$$T_u = 18.38 \text{ Kn}$$

### II.2.4. Calcul des armatures :

#### A. Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14.87}{1 \times 0.12^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.072 < 0.392$$

Section simplement armée ( S.S.A ) . Les armatures comprimées sont pas nécessaires

$$(A_{sc} = 0 \text{ cm}^2)$$

$$\mu = 0.072 \rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{14.87 \times 10^3}{0.963 \times 12 \times 348} = \mathbf{3.70 \text{ cm}^2}$$

✓ **Soit : 4 HA 12 = 4.52 cm<sup>2</sup>** Avec un espacement : **S<sub>t</sub> = 25 cm**

#### B. Armatures de répartition

Selon l'article **A.8.2.41 du BAEL 91**, les armatures doivent être disposées selon deux directions perpendiculaires, de sorte que le rapport entre la section des armatures de répartition (direction la moins sollicitée) et celle des armatures principales (direction la plus sollicitée) soit d'au moins :

- 1/3 si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés,
- 1/4 dans le cas contraire

$$A_r \geq \frac{1}{3} A_{adopter} = 1.50 \text{ cm}^2$$

✓ **Soit : 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** Avec un espacement : **S<sub>t</sub> = 25 cm**

### II.2.5. Vérification à l'ELU

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

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 120 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2} > A_{min} = \mathbf{1,45 \text{ cm}^2} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1 ,211 / BAEL 91-99)**

$$\tau_U = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \quad \text{avec } T_{\max} = 18.38 \text{ Kn}$$

$$\tau_U = \frac{18.38 \times 10^3}{1000 \times 120} = \mathbf{0.153 \text{ MPa}}$$

- **Contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_U = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min ( 3.33 ; 5 \text{ MPa} )$$

$$\bar{\tau}_U = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

$$\tau_U = \mathbf{0.153 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_U = \mathbf{3.33 \text{ MPa}} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.38 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = \mathbf{1.129 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1.129 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ MPa}} \quad \text{condition vérifiée}$$

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

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

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$L_s = 35\phi = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$$

$$L_s = 45 \text{ Cm}$$

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

$$L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45$$

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

Donc  $L_r = 20 \text{ cm}$

- **Espacements des barres (BAEL 91 / Art. A.8.2, 42)**

❖ **Armatures principales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### II.2.6. Vérifications à l'ELS

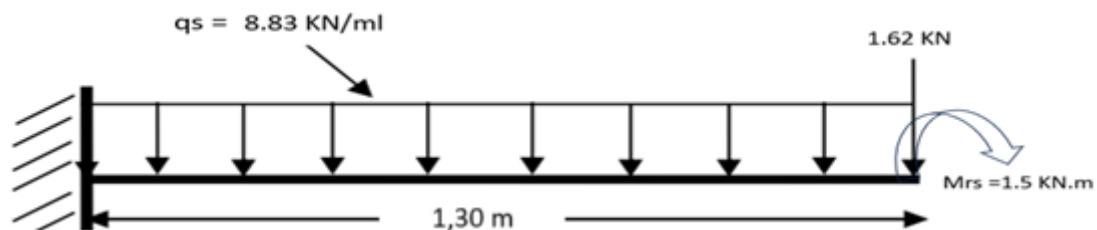


Figure III.9 : Schéma statique de la console (ELS)

- **Calcul du moment fléchissant**

$$M_S = \frac{q \times l^2}{2} + g_s \times L + M_{rS}$$

$$M_S = \frac{8.83 \times 1.3^2}{2} + 1.62 \times 1.3 + 1.50$$

$$M_S = 11.06 \text{ Kn.m}$$

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

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

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{A_S \times \beta_1 \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.376$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.376 \quad ; \quad K_1 = 37.63 \quad ; \quad \beta_1 = 0.905$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.06 \times 10^3}{4.52 \times 0.905 \times 12} = 225.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{225.31}{37.63} = \mathbf{5.98 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{5.98 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

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

Les règles de **BAEL (Art B.6.5.1)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{15}{130} = \mathbf{0.11} \geq \frac{1}{16} = \mathbf{0.0625} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_S}{10M_0} \quad ; \quad \frac{15}{130} = \mathbf{0.11} \geq \frac{13.86}{10 \times 13.86} = \mathbf{0.10} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_S}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{5.65}{100 \times 12} = \mathbf{0.004} \leq \frac{4.2}{400} = \mathbf{0.0105} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

**Conclusion :**

**Armatures principales :**  $A_s = 4\text{HA}12 = 5.65 \text{ Cm}^2$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

**Armatures de répartition :**  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ Cm}^2$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

### III.3. Calcul de l'acrotère

L'acrotère, élément structural secondaire encastré dans la poutre du plancher-terrasse, assure la sécurité des usagers et contribue à l'étanchéité de l'ouvrage.

Il est soumis à un effort normal (N) dû à son poids propre et à une surcharge de 1 kN/m induite par la main courante, provoquant un moment de renversement (M) au niveau de la section d'encastrement, considérée comme section critique.

Le calcul de ferrailage sera effectué en flexion composée aux états limites ultime (ELU) et de service (ELS) pour une bande de **1 m de largeur**, une **épaisseur de 10 cm** et une **hauteur de 60 cm**, afin de déterminer les armatures nécessaires pour résister aux sollicitations mécaniques appliquées.

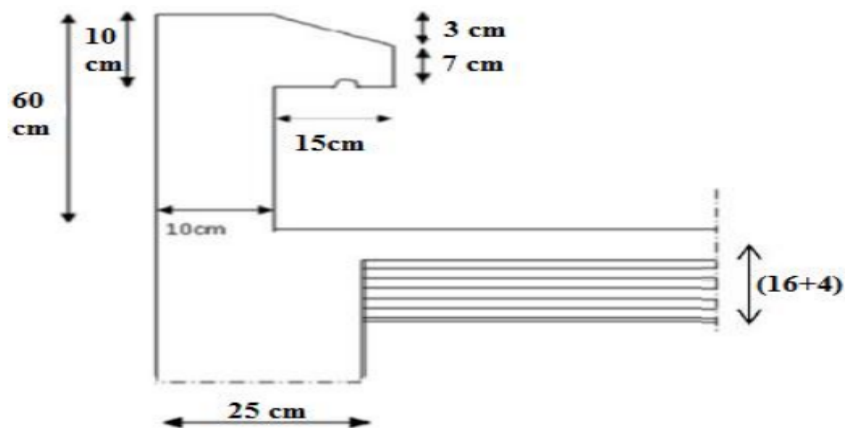


Figure III.9 : Coupe transversale de l'acrotère

#### III.3.1. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation

##### A. Calcul de la charge permanente de l'acrotère

$$G = S \times \rho \quad \text{Avec :}$$

$\rho$  : Poids volumique de béton  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

S : surface de l'acrotère

##### B. Calcul de la surface de l'acrotère

$$S = [ (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times \frac{0.03}{2}) ] = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ Kn/ml}$$

##### C. Charge d'exploitation de l'acrotère :

La surcharge de l'acrotère est estimée à  $Q = 1 \text{ KN/m}$

**III.3.2. Calcul des sollicitations (N, T et M) :****A. Effort normal due au poids propre G :**

$$N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,425 \times 1 \text{ ml};$$

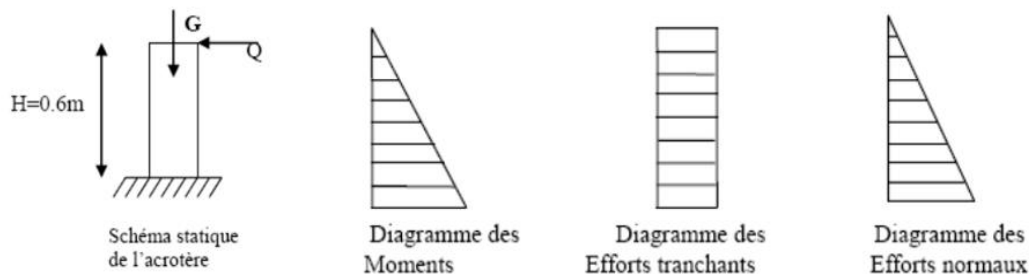
$$N_G = 1,425 \text{ kN}$$

**B. Effort tranchant due à la poussée latérale :**

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

**C. Moment due à l'effet de la main courante**

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



**Figure III.10 :** Schéma statique et les diagrammes des efforts internes de l'acrotère

**III.3.3. Combinaisons de charges****A. La combinaison à ELU : 1,35 G + 1,5 Q**

- Effort normal due à G :  $N_U = 1,35 (1,7125) = 2,31 \text{ kN / ml}$

- Effort tranchant due à la poussée latérale :  $T_U = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$

- Moment de flexion dû à Q :  $M_U = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$

**B. La combinaison à ELS : G + Q**

- Effort normal due à G :  $N_S = G = 1,7125 \text{ kN / ml}$

- Effort tranchant due à la poussée latérale :  $T_S = T = 1 \text{ kN}$

- Moment de flexion du à Q :  $M_S = M_Q = 0,6 \text{ kN.m}$

### III.3.4. Ferrailage de l'acrotère à l'ELU

Le calcul sera déterminé en flexion composée pour une section (**b x h**), à l'ELU sous l'effet de l'effort normal **Nu**, et du moment **Mu**, puis vérifié à l'ELS pour le contrôle des contraintes et de la fissuration.

- h : (épaisseur de la section) = 10 cm.
- b : (largeur de la section) = 100 cm.
- c et c' : (enrobage) = 3 cm.
- d : (la hauteur utile) : h - c = 7 cm.
- eu : l'excentricité (position du centre de pression)
- g : la distance entre le centre de gravité des armatures tendu et le centre de pression (Cp).

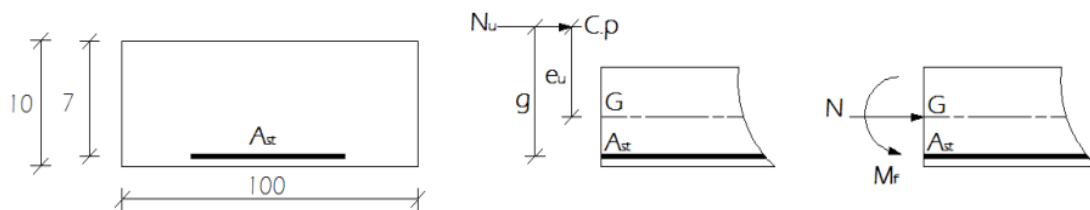


Figure III.11 : Schéma de la section du calcul de l'acrotère

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives «  $A_f$  » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles «  $A$  ».

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

$$e_U = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.389 \text{ m} = \mathbf{38.9 \text{ cm}}$$

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

$$e_U = \mathbf{38.9 \text{ cm}} > \frac{h}{2} - c = \mathbf{2 \text{ cm}}$$

Le centre de pression ( Cp ) se trouve à l'extérieur de la section délimitée par les aciers, la section est partiellement comprimée (SPC)

$$g = e_U + \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$g = 38.9 + 2 = \mathbf{40.9 \text{ cm}}$$

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

- **Moment fictif :**  $M_f = N_u \times g = 2.31 \times 40.9 \times 10^{-2} = 0,9448 \text{ kN.m}$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{0.9448 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.013$$

$\mu = 0,013 \leq \mu_l = 0,392$  SSA  $\Rightarrow (A_{sc} = 0)$  les armatures comprimés ne sont pas nécessaires

Par interpolation :

$$\mu = 0.013 \quad ; \quad \beta = 0,993$$

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.9448 \times 10^6}{0.993 \times 70 \times 348} = 39.05 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 0.39 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = 0.39 - \frac{2.31 \times 10}{348}$$

$$A_{st} = 0.32 \text{ cm}^2$$

### III.3.5. Vérification à l'ELU

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

$$A_{st} \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \times \left( \frac{es - (0.455 \times d)}{es - (0.185 \times d)} \right)$$

$$es = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.6}{1.7125} = 0.3503 \text{ m}$$

$$es = 35.03 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 7 \times \left( \frac{35.03 - (0.455 \times 7)}{35.03 - (0.185 \times 7)} \right) = 0.798 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2 \quad \text{Conditions Non vérifié}$$

$$A_{st} = A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\text{adoptée}} = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{1}{4} A_{adoption} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement st = 15 cm

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

$$\tau_U = \frac{T_U}{b_0 \times d} \quad \text{avec } T_{max} = 1.5 \text{ Kn}$$

$$\tau_U = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de cisaillement admissible :**

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

$$\bar{\tau}_U = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 2.50 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \Sigma u_i}$$

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

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.236 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.236 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

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

- **Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 221)**

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{su}}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.21 \text{ cm}$$

Soit  $L_S = 30 \text{ cm}$

- **Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42)**

❖ **Armatures principales :**

$$St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Armatures de répartition**

$$St = 15 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

### III.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

- **Vérification Contraintes dans les aciers (Art A.4.5, 33 BAEL91-99)**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_o \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.287 \quad ; \quad K_1 = 43.82 \quad ; \quad \beta_1 = 0.915$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^{-6}}{2.01 \times 10^2 \times 0.915 \times 70} = 46.60 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la contrainte admissible**

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f t j}) \right\} \quad \text{Avec : } \eta = 1.6 \text{ pour les Barres H.A}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; \max (0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \{ 266.66 ; \max (200 ; 201.63) \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{46.60}{43.82} = 1.06 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies$  condition vérifiée

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

- **Vérification de l'acrotère sous l'action des forces sismiques (RPA2003/Art 6.2.3)**

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule

$$F = 4 \times A \times C \times W_p$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA2003 suivant la zone Sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (Groupe 2) on obtient **A= 0.15**

**C<sub>p</sub>** : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 Soit : **C<sub>p</sub> = 0.8** (élément console)

**W<sub>p</sub>** : Poids propre de l'acrotère qui égale à **1.7125 kN / ml**

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125$$

$$F_p = 0.822 \text{ kN/ML} < Q = 1 \text{ kN/ml}$$

### Conclusion

Le ferrailage adopté pour l'acrotère est le suivant :

Armatures principales : **4HA8** avec un espacement de **St = 25cm**

Armatures de répartition : **4HA8** avec un espacement de **St = 15cm**

### III.4. Calcul des escaliers

L'escalier est un élément architectural essentiel dans la conception d'un bâtiment, permettant d'assurer la liaison verticale entre les différents niveaux de manière pratique et sécurisée.

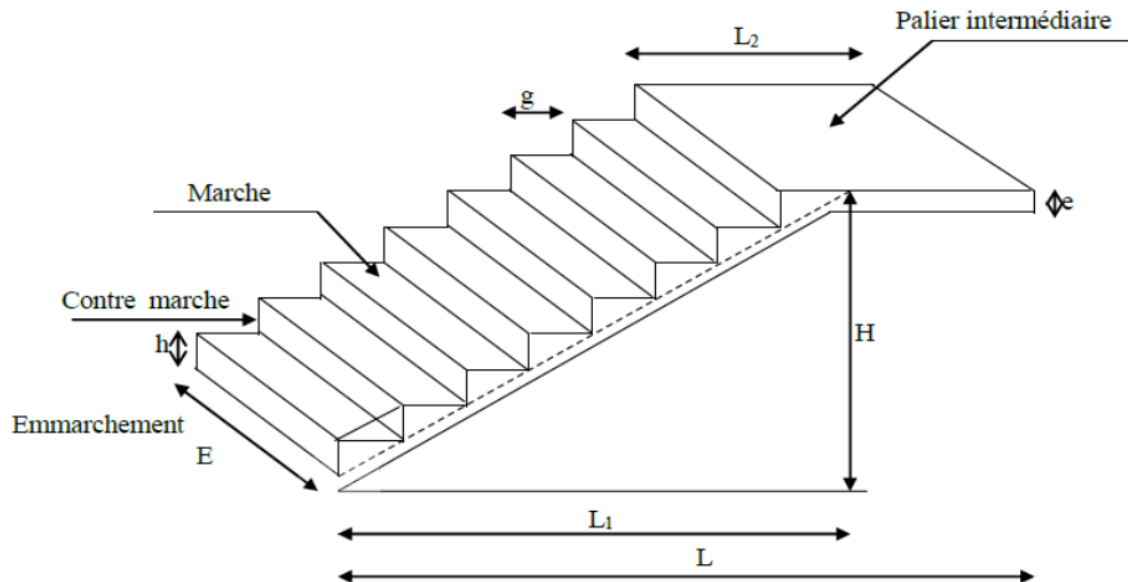


Figure III.12 : Schéma de l'escalier

Avec :

$h$  : Hauteur du contre marche.

$g$  : Longueur de la marche.

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

$H$  : Hauteur de la volée.

$L_1$  : portée projetée de la paillasse.

$L_2$  : largeur du palier.

$L$  : Longueur de la volée

#### III.4.1. Calcul de l'escalier

Le pré-dimensionnement de notre escalier se base sur la loi de BLONDEL, qui établit une relation entre la largeur de la marche «  $g$  » et la hauteur de la contremarche «  $h$  ».

- $59 \leq g + 2h \leq 66$  cm
- $h$  : Contre marche varié de 16 cm à 18 cm. ( $16 \leq h \leq 18$  cm)
- $g$  : Giron varié de 22 cm à 33 cm. ( $22 \leq g \leq 33$  cm)
- Le nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h}$

- Le nombre de girons :  $m = n - 1$

### A. Pré - Dimensionnement

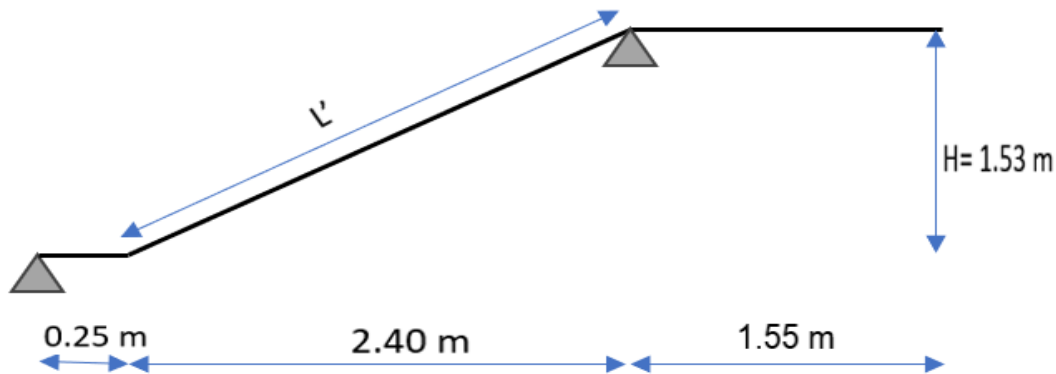


Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier

- **La hauteur de la marche ( h )**

Elle varie entre :  $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

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

- **Nombre de contre marche ( n )**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} ; \quad n = 9 \text{ contre marche pour une volée}$$

- **Nombre de marches ( m )**

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

- **Le giron ( g )**

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

### B. Vérification de la formule de BLONDEL

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

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **Epaisseur de la paillasse et du palier**

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

- **L** : longueur réelle de la volée et du palier (entre appuis) :  $L = L_1 + L_2 + L_3$
- **L1** : longueur du palier :  $L_1 = 0.25 \text{ m}$
- **L2** : longueur de la volée  $L_2 = 2.40 \text{ m}$
- **L3** : longueur du palier  $L_3 = 1.55 \text{ m}$
- **H** = 153 cm

- **Calcul de l'angle d'inclinaison de la paillasse**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{240} = 0.577 \quad ; \quad \alpha = 32.51^\circ$$

- **Longueur de la paillasse**

$$L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(32.51)} = 284.60 \text{ cm}$$

$$L' = 2.85 \text{ m}$$

$$\text{Donc } L = L' + L_1 + L_2 = 2.85 \text{ m} + 0.25 + 1.55 \text{ m}$$

$$L = 4.65 \text{ m}$$

$$\frac{465}{30} \leq e_p \leq \frac{465}{20} \quad 15.50 \leq e_p \leq 23.20 \text{ cm}$$

- ✓ On opte pour :  $e_p = 20 \text{ cm}$

### III.4.2. Détermination des charges et surcharges

#### A. Charges permanentes

- **Palier de repos**

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Couche de sable	0.03	18	0,54
Dalle pleine en béton armé	0.20	25	5.00
Enduit ciment	0.02	18	0.36
			<b>G= 6.74 Kn/m<sup>2</sup></b>

- **La volée (paillasse)**

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	0.20	25	$\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = 5.77$
Poids de la marche	0.17	25	2.125
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.03	18	0.54
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Poids du garde-corps	0.10	2	0.20
			<b>G= 9.835 Kn/m<sup>2</sup></b>

- **La charge concentrée :**

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur

$$P = (1.53 - 0.20) \times 2.40 \times 1ml = 3.24 \text{ KN}$$

### B. Surcharge d'exploitation

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage d'habitation  
**Q = 2.5 KN/m<sup>2</sup>** pour le palier et la volée

#### III.4.3. Combinaisons de charges

- **L'ELU :**  $Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1ml$ 
  - **Palier :**  $q_u = (1.35 \times 6.74 + 1.5 \times 2.5) \times 1ml = 12.85 \text{ KN/ml}$
  - **Volée :**  $q_u = (1.35 \times 9.835 + 1.5 \times 2.5) \times 1ml = 17.02 \text{ KN/ml}$
  - **Poids de murs :**  $P_m = 1.35 \times 3.192 = 4.31 \text{ KN}$
- **L'ELS :**  $Q_s = (G + Q)$ 
  - **Palier :**  $q_s = (6.74 + 2.5) = 9.24 \text{ KN/ml}$
  - **Volée :**  $q_s = (9.835 + 2.5) \times 1ml = 12.33 \text{ KN/ml}$
  - **Poids de murs :**  $P_m = 3.192 \text{ KN}$

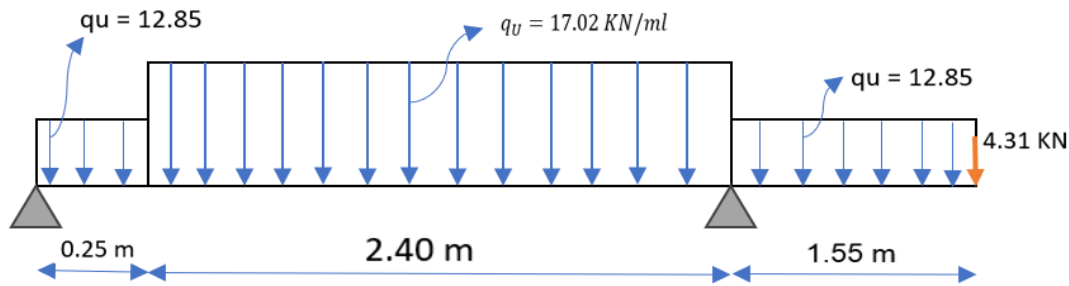


Figure III.14 : Schéma statique des escaliers à l'ELU

- Réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = (12,85 \times 0,25) + (17,02 \times 2,40) + (12,85 \times 1,55) + 4,31 = 68,29 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 68,29 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$(12,85 \times 0,25) \times 0,13 + (17,02 \times 2,40) \times 1,45 + (12,85 \times 1,55) \times 3,43 - (R_B \times 2,65) + (4,31 \times 4,20) = 0$$

$$R_B = 55,12 \text{ KN}$$

$$R_A = 68,29 - 55,12 = 13,17 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts internes

- 1<sup>er</sup> Tronçon  $0 \leq x < 0,25 \text{ m}$

$$T_y = -12,85x + 13,17$$

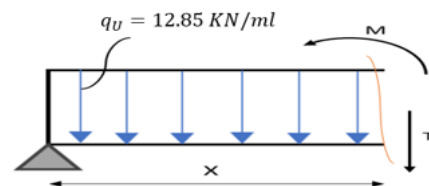
$$\text{Pour } x=0 \text{ m} \quad ; \quad T_y = 13,17 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=0,25 \text{ m} \quad ; \quad T_y = 9,96 \text{ KN}$$

$$M_z = 13,17x - 12,85 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x=0 \quad ; \quad M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=0,25 \text{ m} \quad ; \quad M_z = 2,89 \text{ KN.m}$$



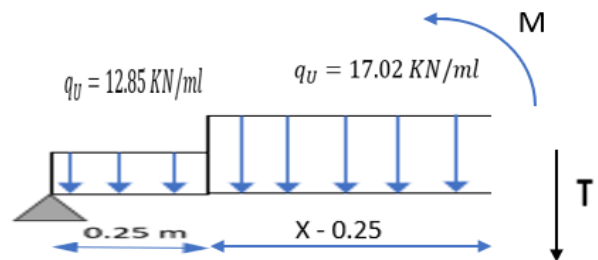
- 2<sup>em</sup> Tronçon  $0.25 \text{ m} \leq x < 2.65 \text{ m}$

$$T_y = R_A - (12.85 \times 0.25) - 17.02 (X - 0.25)$$

$$T_y = R_A - 3.21 - 17.02 \times (X - 0.25)$$

$$T_y = 9.96 - 17.02(x - 0.25)$$

Pour  $x=0.25 \text{ m}$  ;  $T_y = 9.96 \text{ KN}$   
 Pour  $x=2.65 \text{ m}$  ;  $T_y = -30.89 \text{ KN}$



$$M_z = 13.17 x - 17.02 \left( \frac{(x - 0.25)^2}{2} \right) - 3.21(0.13 + (X - 0.25))$$

Pour  $x=0.25 \text{ m}$  ;  $M_z = 2.89 \text{ KN.m}$   
 Pour  $x=2.65 \text{ m}$  ;  $M_z = -22.12 \text{ KN.m}$

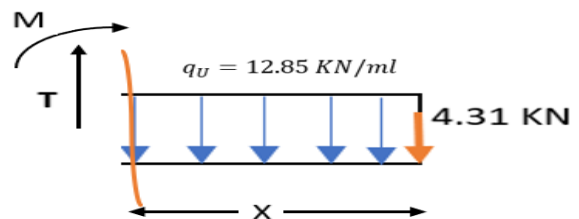
- 3<sup>em</sup> Tronçon  $0 \leq x < 1.55 \text{ m}$

$$T_y = 12.85 x + 4.31$$

Pour  $x=0 \text{ m}$  ;  $T_y = 4.31 \text{ KN}$   
 Pour  $x=1.55 \text{ m}$  ;  $T_y = 24.22 \text{ KN}$

$$M_z = -4.31 x - 12.85 \frac{x^2}{2}$$

Pour  $x=0$  ;  $M_z = 0 \text{ KN.m}$   
 Pour  $x=1.55 \text{ m}$  ;  $M_z = -22.12 \text{ KN.m}$



- Calcul du moment maximal

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

$$T_y = 9.96 - 17.02(x - 0.25) = 0$$

$$X = 0.83 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation :

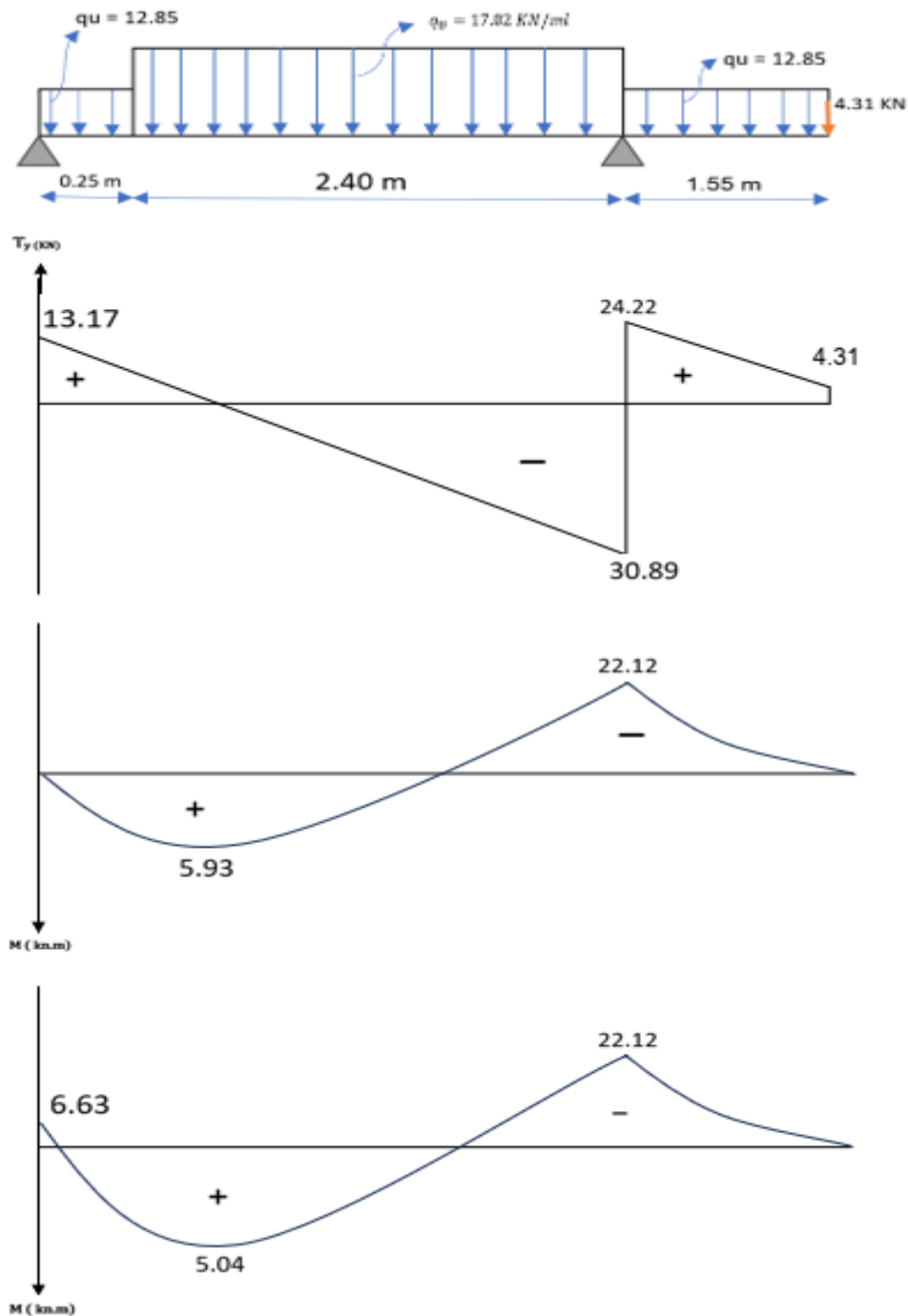
$$M_z = 13.17 x - 17.02 \left( \frac{(x-0.25)^2}{2} \right) - 3.21(0.13 + (X - 0.25))$$

$$M_{z \text{ MAX}} = 5.93 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

**Aux appuis :**  $M_a \text{ max} : - 0.3 M_{\text{max}} = -0.3 \times 22.12 = - 6.636 \text{ KN.m}$

**En travées :**  $M_t \text{ max} : 0.85 M_{\text{max}} = 0.85 \times 5.93 = 5.04 \text{ KN.m}$

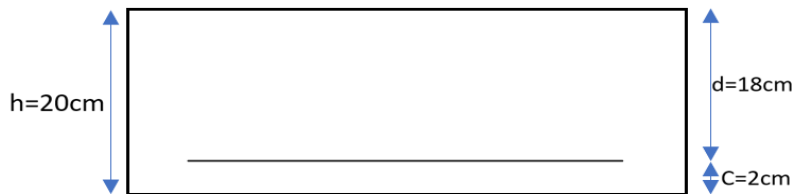


**Figure III.15 :** Diagrammes des efforts internes l'état limite ultime l'ELU

#### III.4.4. Calcul des armatures à L'ELU

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur de la section soumise à la flexion simple, en utilisant les moments et les efforts calculé précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm} , \quad h = 20 \text{ cm} , \quad C = 2 \text{ cm} , \quad d = h - c = 18 \text{ cm}$$



- **Aux appuis :  $M_a = - 22.12 \text{ KN.m}$**

$$\mu u = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22.12 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times} = 0.048 < 0.392$$

$\mu u < 0.392$  Section est simplement armée

$$\mu = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$$

- **Armatures principales**

$$A_{st} = \frac{M_a \max}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22.12 \times 10^3}{0.975 \times 18 \times 348} = 3.62 \text{ cm}^2$$

✓ **Soit 4 HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>** Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{1}{3} A_{adoption} = 1.13 \text{ cm}^2$$

✓ **Soit : 4HA 10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **En travée :  $M_t = 5.04 \text{ KN.m}$**

$$\mu u = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.04 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times} = 0.010 < 0.392$$

$\mu u < 0.392$  Section est simplement armée

$$\mu = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

- **Armatures principales**

$$A_{st} = \frac{M_a \max}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5.04 \times 10^3}{0.995 \times 18 \times 348} = 0.794 \text{ cm}^2$$

✓ **Soit 4 HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{1}{3} A_{adoption} = 0.785 \text{ cm}^2$$

- ✓ Soit : 4 HA 10 = 3.14 cm<sup>2</sup> Avec un espacement : S<sub>t</sub> = 25 cm

#### III.4.5. Vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

**Armatures principales : A = 4.52 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 2.173 cm<sup>2</sup> condition vérifiée**

**Armatures de répartition : A = 3.14 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 2.173 cm<sup>2</sup> condition vérifiée**

- **En travée :**

**Armatures principales : A = 3.14 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 2.173 cm<sup>2</sup> condition vérifiée**

**Armatures de répartition : A = 3.14 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 2.173 cm<sup>2</sup> condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1 ,211 / BAEL 91-99)**

$$\tau_U = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \quad \text{avec } T_{\max} = 30.89 \text{ Kn}$$

$$\tau_U = \frac{30.89 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.171 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_U = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.171 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

- **Aux Appuis**

$\psi_s$ : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 ( pour les barres de haute adhérence)

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

$$\sum ui = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum ui} = \frac{30.89 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.72} = \mathbf{1.265 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1.265 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\sum ui = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum ui} = \frac{30.89 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = \mathbf{1.518 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1.518 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

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

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

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{su}}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

- **Aux Appuis**

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

✓ Soit  $L_S = 45 \text{ cm}$

- **En Travée**

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

✓ Soit  $L_S = 40 \text{ cm}$

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

- **Aux Appuis**

$$L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

✓ **L<sub>r</sub> = 20 cm**

- **En Travée**

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

✓ **L<sub>r</sub> = 20 cm**

- **L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL91-Art A5.1.313)**

- ❖ **Influence sur le béton**

$$T_{max} \leq T_u = 0.4 \times \frac{f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d \quad ; \quad a = 0.9 \times 0.18$$

$$T_u = 0.4 \times \frac{25 \times 0.162 \times 1 \times 10^3}{1.5} = \mathbf{1080 \text{ KN}}$$

$$T_{max} = 30.89 \text{ KN} < T_u = 1080 \text{ KN} \quad \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

- ❖ **Influence sur les aciers**

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \times V_{max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 30.89}{400} = \mathbf{0.088 \text{ cm}^2} \quad \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

- **Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL 91/ 99)**

- ❖ **Armatures principales**

**Aux Appuis : St = 25 cm < min( 3h ; 33 cm ) = 33cm** **Condition Vérifiée**

**En Travée : St = 25 cm < min( 3h ; 33 cm ) = 33cm** **Condition Vérifiée**

- ❖ **Armatures de répartition**

**Aux Appuis : St = 25 cm < min( 4h ; 45 cm ) = 45 cm** **Condition Vérifiée**

**En Travée : St = 25 cm < min( 4h ; 45 cm ) = 45 cm** **Condition Vérifiée**

## III.4.6. Calcul À l'ELS :

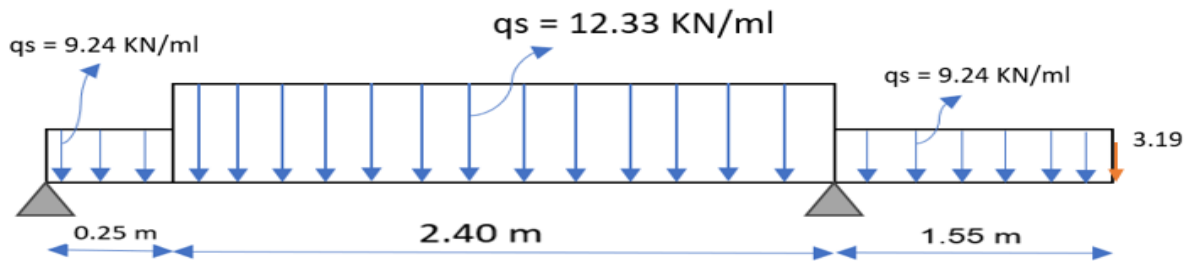


Figure III.16 : Schéma statique des escaliers à l'ELS

- Réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0$$

$$RA + RB = (9.24 \times 0.25) + (12.33 \times 2.40) + (9.24 \times 1.55) + 3.19 = 49.41 \text{ KN}$$

$$RA + RB = 49.41 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$(9.24 \times 0.25) \times 0.13 + (12.33 \times 2.40) \times 1.45 + (9.24 \times 1.55) \times 3.43 - (RB \times 2.65) + (3.19 \times 4.20) = 0$$

$$RB = 39.90 \text{ KN}$$

$$RA = 49.41 - 39.90 = 9.51 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts internes

- ❖ 1<sup>er</sup> Tronçon  $0 \leq x < 0.25 \text{ m}$

$$Ty = -9.24x + 9.51$$

Pour  $x=0\text{m}$  ;  $Ty = 9.51 \text{ KN}$

Pour  $x=0.25 \text{ m}$  ;  $Ty = 7.20 \text{ KN}$

$$Mz = 9.51x - 9.24 \frac{x^2}{2}$$

Pour  $x=0$  ;  $Mz = 0 \text{ KN.m}$

Pour  $x=0.25 \text{ m}$  ;  $Mz = 2.08 \text{ KN.m}$

❖ 2<sup>em</sup> Tronçon  $0.25 \text{ m} \leq x < 2.65 \text{ m}$ 

$$T_y = RA - (9.24 \times 0.25) - 12.33 (X - 0.25)$$

$$T_y = RA - 2.31 - 12.33 \times (X - 0.25)$$

$$T_y = 7.20 - 12.33(x - 0.25)$$

$$\text{Pour } x=0.25 \text{ m} \quad ; T_y = 7.20 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x= 2.65 \text{ m} \quad ; T_y = -22.39 \text{ KN}$$

$$M_z = 9.51 x - 12.33 \left( \frac{(x - 0.25)^2}{2} \right) - 2.31(0.13 + (X - 0.25))$$

$$\text{Pour } x=0.25 \text{ m} \quad ; M_z = 2.08 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=2.65 \text{ m} \quad ; M_z = -16.05 \text{ KN.m}$$

❖ 3<sup>em</sup> Tronçon  $0 \leq x < 1.55 \text{ m}$ 

$$T_y = 9.24 x + 3.19$$

$$\text{Pour } x=0 \text{ m} \quad ; T_y = 3.19 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=1.55 \text{ m} \quad ; T_y = 17.51 \text{ KN}$$

$$M_z = -3.19 x - 9.24 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x=0 \quad ; M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=1.55 \text{ m} \quad ; M_z = -16.05 \text{ KN.m}$$

## • Calcul du moment maximal

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

$$X = 0.83 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation :

$$M_z = 9.51 x - 12.33 \left( \frac{(x - 0.25)^2}{2} \right) - 2.31(0.13 + (X - 0.25))$$

$$M_{z \text{ MAX}} = 4.28 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_{\text{max}} : -0.3 M_{\text{max}} = -0.3 \times 16.05 = -4.82 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_{\text{tmax}} : 0.85 M_{\text{max}} = 0.85 \times 4.28 = 3.63 \text{ KN.m}$$

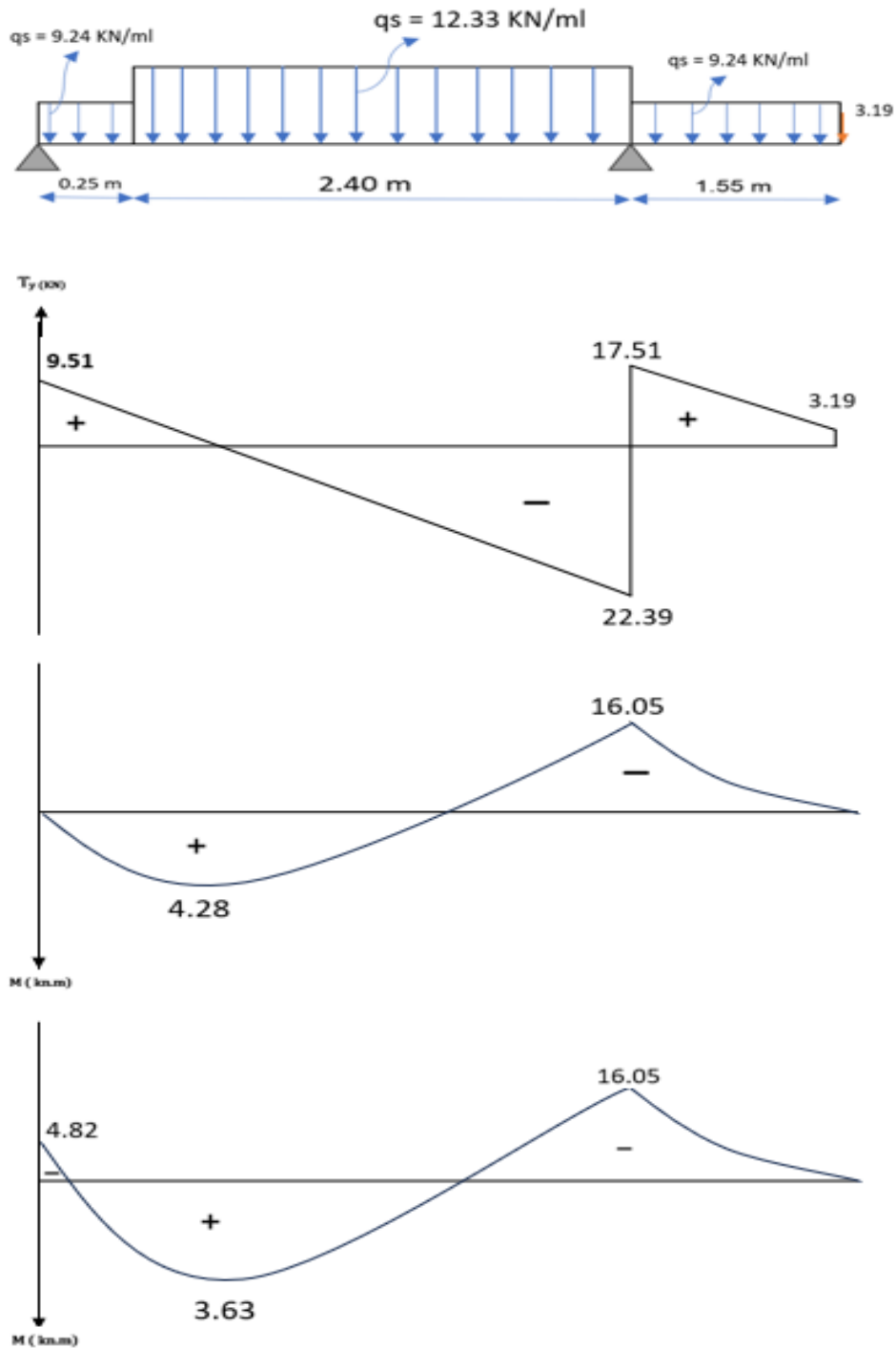


Figure III.17 : Diagrammes des efforts internes à L'ELS

### III.4.7. Vérification à l'ELS

#### Effort interne max

En travée :  $M_{t \max} = 3,63 \text{ kN.m}$

Sur appuis :  $M_{a \max} = 16,05 \text{ kN.m}$

Efforts tranchants max :  $V_{\max} = 22,39 \text{ kN}$

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers**

- ❖ **En travée**

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_o \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.174 \quad ; \quad K_1 = 58.53 \quad ; \quad \beta_1 = 0.932$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{t\max}}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{3.63 \times 10^3}{3.14 \times 0.932 \times 18} = \mathbf{68.91 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 68.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

- **Contraintes dans le béton**

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

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{68.91}{58.53} = \mathbf{1.177 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 1.177 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

- ❖ **En appuis**

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_o \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.251 \quad ; \quad K_1 = 47.50 \quad ; \quad \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{t\max}}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{16.05 \times 10^3}{4.52 \times 0.920 \times 18} = \mathbf{214.42 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 214.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

- **Contraintes dans le béton**

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

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{214.42}{47.50} = 4.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche : (Art .B.6.8.424 BAEL91 / modifié99)**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{20}{420} = 0.047 \geq \frac{1}{22.5} = 0.0625 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire

• **Calcul de la flèche (BAEL 91/ Art B.6.5,2 )**

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\max} \times l^2}{Ev \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84$$

Avec :  $q_{\max} = \max ( q_{\text{Volée}} ; q_{\text{Palier}} )$

$q_{\max} = 12.33 \text{ KN/ml}$

$\bar{f}$ : La flèche admissible

$Ev$  : Module de déformation différé :  $Ev = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 18018.86 \text{ MPa}$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15A_t (v_2 - c)^2$$

$$v_1 = \frac{six \times x}{b_0} \quad \text{et} \quad v_2 = h - v_1$$

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 20) + 15 \times 3.14 = 2047.1 \text{ cm}^2$$

$$Six \ x = \frac{bh^3}{2} + 15A \times d = \frac{100 \times 20^3}{2} + 15 \times 3.14 \times 18$$

$$Six \ x = 20847.8 \text{ cm}^3$$

$$v_1 = \frac{20847.8}{2047.1} = 10.184 \text{ cm}$$

$$v_2 = 20 - 10.184 = 9.816 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10.184^3 + 9.816^3) + 15 \times 3.14 (9.81 - 2)^2$$

$$I = 69607.29 \text{ Cm}^4$$

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{12.33 \times 10^3 \times 420^2}{18018.86 \times 69607.29} = 0.022 \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.84 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Conclusion

Le ferrailage adopter pour les escaliers est comme suit :

- **En travée :**

Armatures principales : **4HA 10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec espacement de : **S<sub>t</sub> = 25 cm**

Armatures de répartition : **4HA 10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec espacement de : **S<sub>t</sub> = 25 cm**

- **Aux appuis :**

Armatures principales : **4HA 12 = 4.52 cm<sup>2</sup>** avec espacement de : **S<sub>t</sub> = 25 cm**

Armatures de répartition : **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec espacement de : **S<sub>t</sub> = 25 cm**

### III.5. Etude de la poutre palière

#### III.5.1. Pré dimensionnement

- **La Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad ; \quad \frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10}$$

$$21.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 32 \text{ cm}$$

On opte pour  **$h_t = 30 \text{ cm}$**

- **La largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

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

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour  **$b = 25 \text{ cm}$**

- **Vérification aux exigences de RPA (Art7.5.1.RPA 99) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad ; \quad b = 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \quad ; \quad h_t = 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \quad ; \quad \frac{30}{25} = 1.2 \text{ cm} \leq 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions :  **$b \times h = (25 \times 30)$** .

#### III.5.2. Détermination des charges revenant à la poutre

- **Poids propre de poutre**

$$G = (0.25 \times 0.30) \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

- **Réaction d'escalier sur la poutre**

$$\text{ELU} : R_U = 30.89 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_S = 22.53 \text{ KN}$$

## III.5.3. Calcul à l'ELU

$$q_u = 1.35 G + Ru$$

$$q_u = 1.35 ( 1.875 ) + 30.89$$

$$q_u = 33.42 \text{ KN/ml}$$

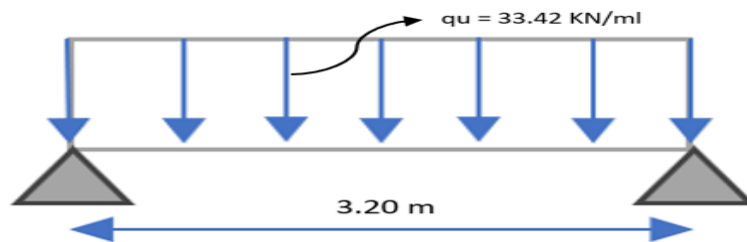


Figure III.18 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU

- **Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{33.42 \times 3.20^2}{8}$$

$$M_0 = 42.78 \text{ KN. m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = 36.36 \text{ KN. m}$$

- **Moment aux appuis**

$$M_a = -0.3 M_0 = -12.83 \text{ KN. m}$$

- **Effort tranchant**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{33.42 \times 3.20}{2} = 53.47 \text{ KN}$$

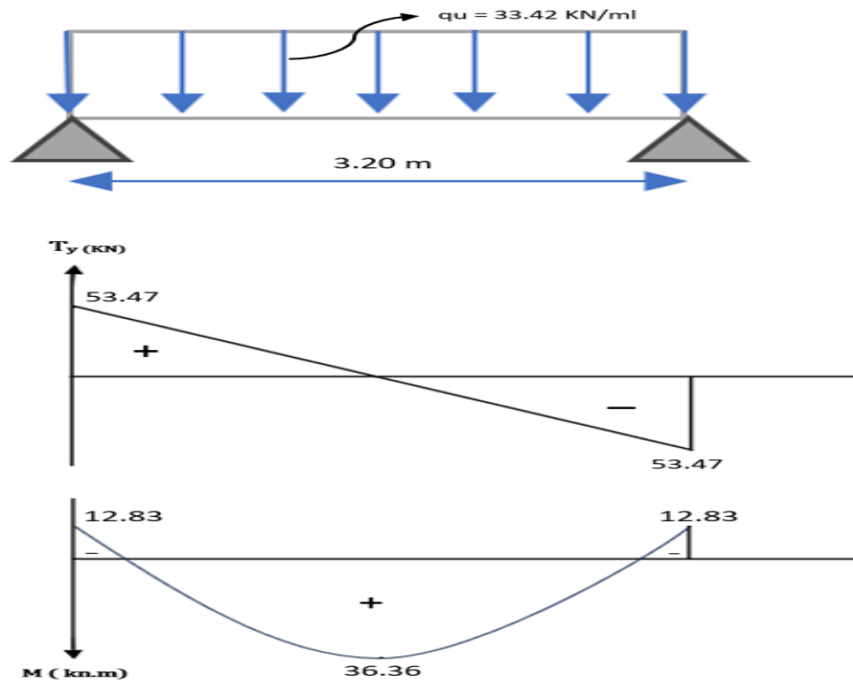


Figure III.19 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

### III.5.4. Calcul des armatures

- Aux appuis :

On a :  $M_a = 12.83 \text{ KN.m}$  ;  $b = 25 \text{ cm}$  ;  $d = h - c = 28 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.83 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.392$$

$\mu_u < 0,392$  Section est simplement armée

$$\mu = 0.046 \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{12.83 \times 10^3}{0.976 \times 28 \times 348} = 1.349 \text{ cm}^2$$

✓ Soit : 3 HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

- En travées

$M_t = 36.36 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36.36 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.130 < 0.392$$

Section simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.130 \rightarrow \beta = 0.930$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{36.36 \times 10^3}{0.930 \times 28 \times 348} = 4.01 \text{ cm}^2$$

✓ Soit :  $3HA\ 14 = 4.62\ \text{cm}^2$

### III.5.5. Vérification à l'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)

#### ❖ Aux appuis

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\ \text{MPa}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.845\ \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 3.39\ \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.815\ \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### ❖ En travée

$$A_{\min} \geq 0.815\ \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 4.62\ \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.815\ \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de contrainte de cisaillement: (BAEL 91. Art A.5.1.211)

$$\tau_U = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \quad \text{avec } T_{\max} = 53.47\ \text{Kn}$$

$$\tau_U = \frac{53.47 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.763\ \text{MPa}$$

- Contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_U = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ \text{MPa} \right) = \min ( 3.33 ; 5\ \text{MPa} )$$

$$\bar{\tau}_U = 3.33\ \text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.763\ \text{MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33\ \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 14 = 131.88\ \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{53.47 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 131.88} = 1.608\ \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.608 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

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

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

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{su}}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

Soit  $L_S = 50 \text{ cm}$

Longueur de scellement mesuré hors crochets est de :  $L_c = 0,4 \times L_S = 20 \text{ cm}$

Soit  $L_C = 20 \text{ cm}$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**
- ❖ **Influence sur le béton**

$$T_U \leq 0.4 \times b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_U \leq 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5}$$

$$T_{Umax} = 53.47 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ **Influence sur les armatures**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_{Umax} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left( 53.47 + \frac{12.83}{0,9 \times 280} \right)$$

$$3.39 \text{ cm}^2 > 0.153 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{300}{35} ; \frac{250}{10} ; 12 \right)$$

$$\phi_t \leq \min(8.57 ; 25 ; 12)$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

✓ On opte pour un cadre et un étrier en **HA8**

$$(4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2)$$

- **Espacement des armatures transversales**

❖ **En zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \phi \right)$$

$$s_t \leq \min \left( \frac{30}{4} ; 12 \times 1.2 \right)$$

$$s_t \leq \min ( 7.5 ; 16.8 )$$

✓ On prend  $s_t = 7\text{cm}$

❖ **En zone courante**

$$s_t \leq \frac{h}{2} ; s_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ Cm}$$

✓ On prend  $s_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification des armatures transversales**

$$A_t \geq A_{\min} = 0.003 \times S \times b$$

$$A_t \geq A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 25$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.125 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.5.6. Calcul à l'ELS

$$q_s = G + R_s$$

$$q_s = 1.875 + 22.39$$

$$q_s = 24.26 \text{ KN/ml}$$

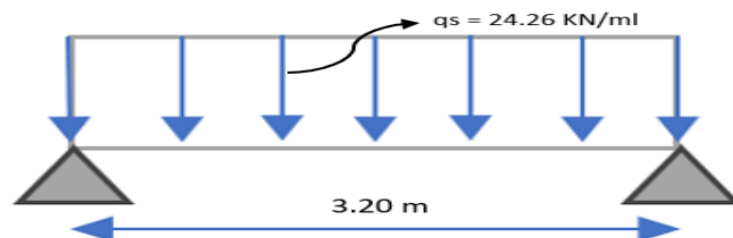


Figure III.20 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS

- **Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q_S \times l^2}{8} = \frac{24.26 \times 3.20^2}{8}$$

$$M_0 = 31.05 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = 26.39 \text{ KN.m}$$

- **Moment aux appuis**

$$M_a = -0.3 M_0 = -9.31 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$R_A = R_B = \frac{qu \times l}{2} = \frac{24.26 \times 3.20}{2} = 38.82 \text{ KN}$$

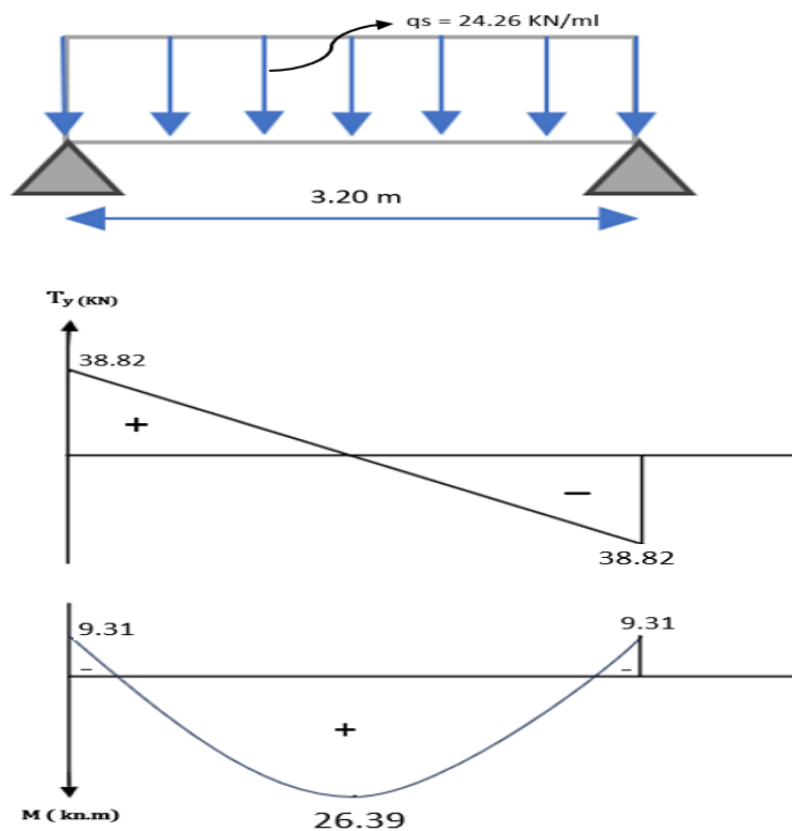


Figure III.21 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

### III.5.6. Vérifications à l'ELS

- **Effort interne max**

En travée :  $M_t = 26.39$  kN.m

Sur appuis :  $M_a = 9.31$  kN.m

Efforts tranchants max :  $V = 38.82$  kN

- **Vérification de l'état limite de compression du béton (A.4.5.2 BAEL 91)**

#### ❖ En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_o \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.66$$

$$\rho_1 = 0.66 \quad ; \quad K_1 = 27.02 \quad ; \quad \beta_1 = 0.881$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{26.39 \times 10^3}{4.62 \times 0.881 \times 28} = \mathbf{231.56 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{231.56}{27.02} = 8.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{8.57 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \text{condition vérifiée}$$

#### ❖ En appuis

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_o \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

$$\rho_1 = 0.484 \quad ; \quad K_1 = 32.17 \quad ; \quad \beta_1 = 0.894$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{9.31 \times 10^3}{3.39 \times 0.894 \times 28} = \mathbf{109.71 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{109.71}{32.17} = 3.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{3.41 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{30}{320} = \mathbf{0.093} \geq \frac{1}{16} = \mathbf{0.062} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad ; \quad \frac{30}{320} = \mathbf{0.093} \geq \frac{26.39}{10 \times 31.05} = \mathbf{0.084} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_S}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{4.52}{25 \times 28} = \mathbf{0.0064} \leq \frac{4.2}{400} = \mathbf{0.0105} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

### Conclusion

Après vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures en travées : **3HA 14 = 4.62 cm<sup>2</sup>**
- Armatures en appuis : **3HA 12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

### III.6. Les poutres de chaînage

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

#### III.6.1. Pré dimensionnement

$L = 3.35 \text{ m}$  ;  $b = 25 \text{ cm}$  ;  $h = 30 \text{ cm}$  ( voir chapitre 2 )

#### III.6.2. Calcul des efforts internes à l'ELU

##### A. Charge et surcharge

Poids propre du plancher :  $5.38 \times \frac{0.65}{2} = 1.74 \text{ Kn/ml}$

Poids propre de la poutre :  $25 \times (0.30 \times 0.25) = 1.875 \text{ Kn/ml}$

Poids propre du mur :  $2.40 \times (3.06 - 0.2) = 6.86 \text{ Kn/ml}$

✓  $G_{\text{Total}} = 1.74 + 1.875 + 6.86 = 10.48 \text{ Kn/ml}$

##### B. Surcharges d'exploitation

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2}$$

$$Q = 0.487$$

#### III.6.3. Combinaison de charges : A L'ELU

$$qu = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (10.48) + 1.5 (0.487)$$

$$qu = 14.88 \text{ Kn/ml}$$

- Calcul des réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{qu \times l}{2} = \frac{14.88 \times 3.35}{2} = 24.92 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :

$$T(x) = -qx + R = -14.88 x + 24.92$$

- $x = 0$   $T(x) = 24.92 \text{ KN}$

- $x = 3.35 \text{ m}$   $T(x) = - 24.92 \text{ KN}$

- **Moment fléchissant**

$$M_{\max} = M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{14.88 \times 3.35^2}{8}$$

$$M_{\max} = M_0 = 20.87 \text{ Kn.m}$$

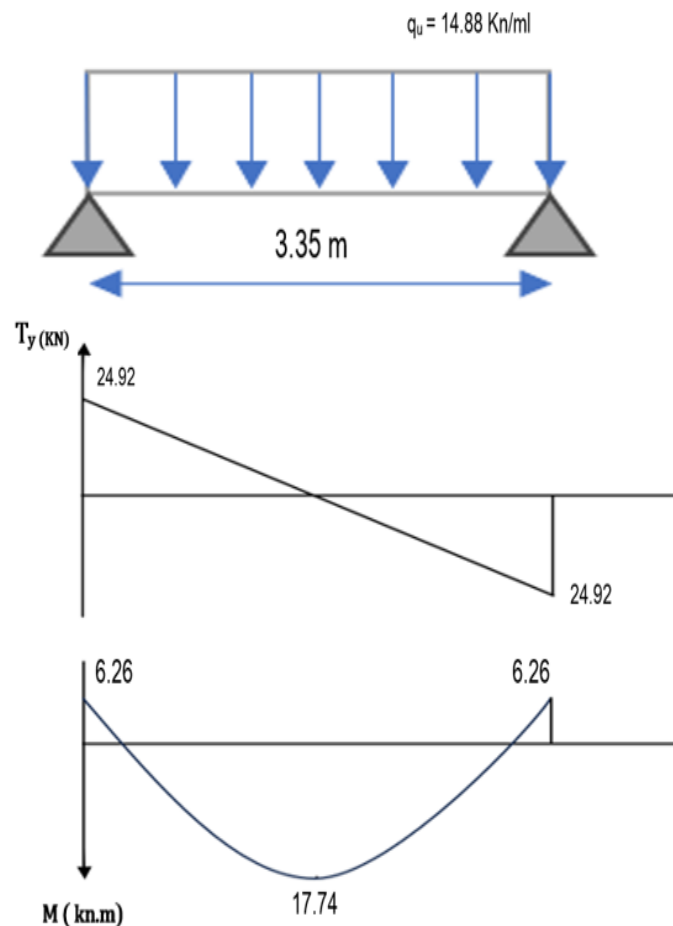
- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = 17.74 \text{ KN.m}$$

- **Moment aux appuis**

$$M_a = -0.3 M_0 = - 6.26 \text{ KN.m}$$

**C. Diagrammes des efforts interne à l'ELU :**



**Figure III.22 :** Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU

**III.6.3. Ferrailage de la poutre de chaînage**

- **Armatures longitudinales :**

- ❖ **Aux appuis :**

On a :  $M_a \max = 6.26 \text{ KN.m}$  ;  $b = 25 \text{ cm}$  ;  $d = h - c = 27 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_{a \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.26 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392$$

$\mu_u < 0,392$  Section est simplement armée

$$\mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.26 \times 10^3}{0.988 \times 27 \times 348} = 0.674 \text{ cm}^2$$

✓ **Soit : 3 HA10 = 2.35 cm<sup>2</sup>**

- **En travées**

$M_t = 17.74 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17.74 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.068 < 0.392$$

Section simplement armée ( S.S.A ) .

$$\mu = 0.068 \rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.74 \times 10^3}{0.965 \times 27 \times 348} = 1.95 \text{ cm}^2$$

✓ **Soit : 3 HA 10 = 2.35 cm<sup>2</sup>**

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35} ; 1.2 ; \frac{12}{10} \right\}$$

✓ On prend un cadre et un étrier de HA8

- **Espacement des armatures transversales**

L'espacement est donné selon deux zones

❖ **Zone nodale**

$$s_t \leq \left(\frac{h}{4} ; 12\phi\right) ; \quad s_t \leq \left(\frac{30}{4} ; 12\phi\right)$$

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

❖ **Zone courante :**

$$s_t \leq \left(\frac{h}{2}\right) = 15 \text{ cm}$$

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

**III.6.4. Vérification à l'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)**

❖ **Aux appuis**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **En travée**

$$A_{\min} \geq 0.815 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de contrainte de cisaillement:( BAEL 91. Art A.5.1.211)**

$$\tau_U = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \quad \text{avec } T_{\max} = 24.92 \text{ Kn}$$

$$\tau_U = \frac{24.92 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.461 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_U = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min ( 3.33 ; 5 \text{ MPa} )$$

$$\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.461 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{24.92}{0.9 \times 270 \times 94.2} = \mathbf{0.108 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{0.108 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

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

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

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{su}}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

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

Soit  $L_S = \mathbf{40 \text{ cm}}$

Longueur de scellement mesuré hors crochets est de :  $L_c = 0,4 \times L_S = 16 \text{ cm}$

Soit  $L_C = \mathbf{16 \text{ cm}}$

### III.6.5. Calcul des efforts internes à l'ELS :

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2}$$

$$Q = \mathbf{0.487}$$

- **Combinaison de charges : A l'ELS**

$$q_s = G + Q = 10.48 + 0.487$$

$$q_s = \mathbf{10.97 \text{ Kn/ml}}$$

- **Calcul des réactions d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.97 \times 3.35}{2} = \mathbf{18.37 \text{ KN}}$$

- **Effort tranchant :**

$$T(x) = -qx + R = -10.97 x + 18.37$$

- $x = 0 \quad T(x) = \mathbf{18.37 \text{ KN}}$
- $x = 3.35 \text{ m} \quad T(x) = \mathbf{- 18.37 \text{ KN}}$
- 

- **Moment fléchissant**

$$M_{\max} = M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{10.97 \times 3.35^2}{8}$$

$$M_{\max} = M_0 = \mathbf{15.39 \text{ Kn.m}}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = \mathbf{13.08 \text{ KN. m}}$$

- **Moment aux appuis**

$$M_a = -0.3 M_0 = \mathbf{- 4.62 \text{ KN. m}}$$

### III.6.6. Vérifications à l'ELS

- **Effort interne max**

En travée :  $M_t = 13.08 \text{ kN.m}$

Sur appuis :  $M_a = 4.62 \text{ kN.m}$

Efforts tranchants max :  $V = 18.37 \text{ kN}$

- **Vérification de l'état limite de compression de béton**

- ❖ **En travée**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 27} = 0.348$$

$$\rho_1 = 0.348 \quad ; \quad K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.025 \quad ; \quad \beta_1 = 0.908$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{13.08 \times 10^3}{2.35 \times 0.908 \times 27} = \mathbf{227.03 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} = 0.025 \times 227.03 = 5.67$$

$$\sigma_{bc} = 5.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \textbf{condition vérifiée}$$

## ❖ En appuis

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 27} = 0.348$$

$$\rho_1 = 0.348 \quad ; \quad K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.025 \quad ; \quad \beta_1 = 0.908$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{4.62 \times 10^3}{2.35 \times 0.908 \times 27} = \mathbf{80.19 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} = 0.025 \times 80.19 = 2.00$$

$$\sigma_{bc} = 2.00 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{30}{335} = \mathbf{0.089} \geq \frac{1}{22.5} = \mathbf{0.044} \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad ; \quad \frac{30}{335} = \mathbf{0.089} \geq \frac{17.74}{10 \times 20.87} = \mathbf{0.085} \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{2.35}{100 \times 27} = \mathbf{0.00087} \leq \frac{4.2}{400} = \mathbf{0.0105} \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

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

### Conclusion

Après vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures en travées : **3HA 10 = 2.35 cm<sup>2</sup>**
- Armatures en appuis : **3HA 10 = 2.35 cm<sup>2</sup>**

### III.7. Salle Machine

#### III.7.1. Définition

L'ascenseur est un moyen de circulation vertical essentiel dans les bâtiments. Conçu pour faciliter le déplacement des personnes et des charges entre différents niveaux.

Étant donné que notre structure comprend 7 niveaux et atteint une hauteur de 28.56 m, l'installation d'un ascenseur a été prévue afin de faciliter la circulation verticale entre les étages. Celui-ci repose sur une dalle pleine de (1.40 m × 1.50 m), supportée sur ses quatre côtés. Son système d'entraînement fonctionne à une vitesse de 1 m/s, et l'ensemble constitué du mécanisme de levage et de la cabine en charge transmet une force équivalente à **9 tonnes**.

#### III.7.2. Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{140}{30} = 4.66 \text{ cm}$$

Selon le (RPA99 version 2003) :  $h_t \geq 15 \text{ cm}$

On opte : **h = 15 cm**

#### III.7.3. Calcul des sollicitations

$L_X = 1.40 \text{ m}$  ;  $L_Y = 1.50 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{150} = 0.933$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \implies$  La dalle travaille dans les deux sens

#### A. Calcul de rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen U et V (Pratique du BAEL91, p .353)

$$U = U_0 + 2(\xi e + h / 2) = U_0 + 2e + ht$$

$$V = V_0 + 2(\xi e + h / 2) = V_0 + 2e + ht$$

Avec :

$\xi = 1$  : pour des revêtements en béton.

$\xi = 0,75$  : pour les autres types de revêtements.

Et :

$ht$  : épaisseur de la dalle pleine. ( $ht = 15 \text{ cm}$ )

$e$  : épaisseur du revêtement ( $e = 5 \text{ cm}$ ).

$(U \times V)$  : surface d'impact au niveau du feuillet moyen

$(U_0 \times V_0)$  : coté du rectangle dans lequel la charge est centrée ( $u_0=v_0=80$  cm) Les côtés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L$  et  $L_y$

$$U = 80 + 10 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 10 + 15 = 105 \text{ cm}$$

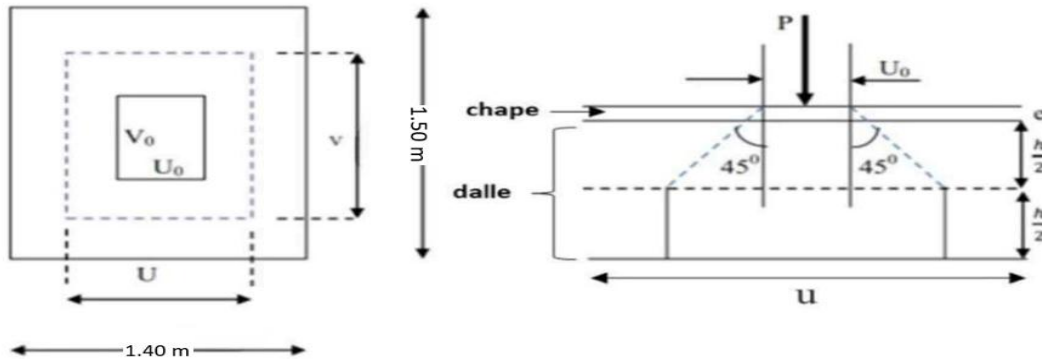


Figure III.23 : Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen

### B. Calcul des moments fléchissant $M_x$ et $M_y$

$$M_x = P (M_1 + \vartheta \cdot M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + \vartheta \cdot M_1)$$

Avec :  $M_1$  et  $M_2$  : coefficients donnés par les tables de PIGEAUD en fonction de ( $\rho$  et les rapports  $U/L_x$  et  $V/L_y$ ).

$\vartheta$  : Coefficient de poisson.

Donc :

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{140} = 0.75$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{150} = 0.70$$

$$\rho = 0.933$$

Par interpellation :

$$\rho = 0.833 \quad ; \quad M_1 = 0.072 \quad ; \quad M_2 = 0.057$$

#### • À l'ELU ( $\vartheta = 0$ ) :

$$M_{xu} = 1.35 P (M_1) = 1.35 \times 90 \times 0.072 = 8.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = 1.35 P (M_2) = 1.35 \times 90 \times 0.057 = 6.92 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS ( $\theta = 0.2$ ):

$$M_{xs} = P ( M1 + \theta.M2 ) = 90 \times ( 0.072 + 0.2 \times 0.057 ) = \mathbf{7.50 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ys} = P ( M2 + \theta.M1 ) = 90 \times ( 0.057 + 0.2 \times 0.072 ) = \mathbf{5.29 \text{ KN.m}}$$

### C. Moment du poids propre de la dalle pleine

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1m) la valeur des moments est:

- Sens lx (petite portée) :  $M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$
- Sens ly (grande portée):  $M_y = \mu_y \cdot M_{ox}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 en fonction du rapport  $\alpha = \rho_x = \frac{L_x}{L_y}$

Pour  $\rho_x = 0.933$   $\mu_x = 0.042$  et  $\mu_y = 0.841$

- Poids propre de la dalle pleine :  $G = (e \times \rho) + (e_r \times \rho_r) \times 1\text{m}$

Avec :  $e$  : épaisseur de la dalle pleine

$\rho$  : poids volumique de béton qui égal à 25 KN/m<sup>3</sup>

$e_r$  : épaisseur de revêtement

$\rho_r$  : poids propre de revêtement qui égal à 22 KN/m<sup>3</sup>

Donc :

$$G = (0.15 \times 25) + (0.05 \times 22) \times 1 = \mathbf{4.85 \text{ KN/ml}}$$

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

- À l'ELU :

$$M_{xu}' = \mu_x \times p \cdot l_x^2 = 0.042 \times (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) \times 1.40^2 = \mathbf{0.675 \text{ KN.m}}$$

$$M_{yu}' = \mu_y \times M_{ox} = 0.841 \times 0.675 = \mathbf{0.567 \text{ KN.m}}$$

- À l'ELS :

$$M_{xs}' = \mu_x \times p \times l_x^2 = 0.042 \times (4.85 + 1) \times 1.40^2 = \mathbf{0.490 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ys}' = \mu_y \times M_{ox} = 0.841 \times 0.490 = \mathbf{0.412 \text{ KN.m}}$$

- Superposition des moments

- À l'ELU

$$M_x = M_{xu} + M_{xu}' = 8.74 + 0.675 = \mathbf{9.41 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{yu} + M_{yu}' = 6.92 + 0.567 = \mathbf{7.49 \text{ KN.m}}$$

- À l'ELS

$$M_x = M_{xs} + M_{xs}' = 7.50 + 0.490 = 7.99 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{ys} + M_{ys}' = 6.43 + 0.412 = 6.84 \text{ KN.m}$$

#### D. Correction des moments

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0,85) en travée et de (-0,3) aux appuis.

- À l'ELU

En travée

$$M_x^t = 0.85 \times 9.41 = 8.00 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 7.49 = 6.36 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_x^a = -0.3 \times 9.41 = -2.82 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 7.49 = -2.24 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS

En travée

$$M_x^t = 0.85 \times 7.99 = 6.79 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 6.84 = 5.81 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_x^a = -0.3 \times 7.99 = -2.39 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 6.84 = -2.05 \text{ KN.m}$$

### III.7.4. Calcul des armatures

- **Sens X-X**

- ❖ **En travée**

$$\mu u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.00 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.031} < 0.392 \quad \text{section simplement armée ( S.S.A)}$$

$$\mu = 0.031 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{8.00 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.79 \text{ cm}^2$$

✓ **Soit : 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** Avec un espacement : **S<sub>t</sub> = 25 cm**

- **Aux appuis**

$$\mu u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.011} < 0.392 \quad \text{section simplement armée ( S.S.A)}$$

$$\mu = 0.011 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{2.82 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 0.629 \text{ cm}^2$$

✓ **Soit : 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** Avec un espacement : **S<sub>t</sub> = 25 cm**

- **Sens Y-Y**

- ❖ **En travée**

$$\mu u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.36 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.020} < 0.392 \quad \text{section simplement armée ( S.S.A)}$$

$$\mu = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{6.36 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

✓ **Soit : 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** Avec un espacement : **S<sub>t</sub> = 25 cm**

- ❖ **Aux appuis**

$$\mu u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.24 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.009} < 0.392 \quad \text{section simplement armée ( S.S.A)}$$

$$\mu = 0.009 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{2.24 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.497 \text{ cm}^2$$

✓ **Soit : 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** Avec un espacement : **S<sub>t</sub> = 25 cm**

## III.7.5. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 / Art .B.7.4)**
- ❖ **Sens X-X**

$$w_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq w_0 = \frac{3 - \rho_x}{2} \quad \text{avec : } W_0 = 0.8 \text{ ‰ pour les aciers FeE400}$$

$$A_x \geq w_0 \times \frac{3 - \rho_x}{2} \times b \times h$$

$$A_x \geq 0.0008 \times \frac{3 - 0.933}{2} \times 100 \times 15 = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = 1.24 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ **Sens Y-Y**

$$w_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq w_0$$

$$A_y \geq w_0 (b \times h)$$

$$A_y \geq 0.0008 (100 \times 15) = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 1.20 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1 )**

Le diamètre des barres employées comme armatures de dalles ou de voiles courbes doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{adopter}} = 8 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Espacement des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42) :**
- ❖ **Direction la plus sollicitée (x-x) :**

$$st = 25 \text{ cm} \leq \min (2h ; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \quad \text{Condition est vérifiée}$$

- ❖ **Direction perpendiculaire a la plus sollicité (y-y) :**

$$st = 25 \text{ cm} < \min (3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \text{Condition est vérifiée}$$

- **Vérification de non poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL91/modifié99)**

$$Q_U \leq 0.045 u_c \frac{h \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $Q_U$  : La charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime.
- $U_C$  : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen
- $h$  : Épaisseur de la dalle pleine

$$Q_U = 1,35 \times 90 = \mathbf{121.5 \text{ Kn/ml}}$$

$$U_C = 2 \times (U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = \mathbf{4,2 \text{ cm}}$$

$$Q_U \leq 0.045 \times 4.2 \frac{0.15 \times 25000}{1.5} = \mathbf{472.5 \text{ Kn/ml}}$$

$$Q_U = \mathbf{121.5 \text{ Kn/ml}} \leq \mathbf{472.5 \text{ Kn/ml}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 211 BAEL91 / 99)**

$$\tau_U = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \quad \text{avec } T_{\max} = \frac{P}{2U+V} = \frac{121.5}{(2 \times 1.05) + 1.05} = \mathbf{38.57 \text{ KN}}$$

$$T_{\max} = \mathbf{38.57 \text{ KN}}$$

$$\tau_U = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = \mathbf{0.29 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_U = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = \mathbf{1.167 \text{ MPa}}$$

$$\tau_U = \mathbf{0.29 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_U = \mathbf{1.167 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.7.6. Vérification à l'ELS

#### A. Etat limite de compression de béton

- Sens X-X
- ❖ En travée

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

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{A_S \times \beta_1 \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_o \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.154 \quad ; \quad K_1 = 61.92 \quad ; \quad \beta_1 = 0.935$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.79 \times 10^3}{2.01 \times 0.935 \times 13} = 277.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{277.91}{61.92} = \mathbf{4.48 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4.48} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### ❖ Aux appuis

$$M_a = 2.39 \text{ KN.m} \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.154 \quad ; \quad K_1 = 61.92 \quad ; \quad \beta_1 = 0.935$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.39 \times 10^3}{2.01 \times 0.935 \times 13} = 97.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{97.82}{61.92} = \mathbf{1.57 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1.57} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### • Sens Y-Y

##### ❖ En travée

$$\rho_1 = 0.154 \quad ; \quad K_1 = 61.92 \quad ; \quad \beta_1 = 0.935$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.81 \times 10^3}{2.01 \times 0.935 \times 13} = 237.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{237.80}{61.92} = \mathbf{3.84 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{3.84} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### ❖ Aux appuis

$$M_a = 2.05 \text{ KN.m} \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.154 \quad ; \quad K_1 = 61.92 \quad ; \quad \beta_1 = 0.935$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.05 \times 10^3}{2.01 \times 0.935 \times 13} = 83.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{83.90}{61.92} = \mathbf{1.35 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1.35} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée}$$



# **Chapitre IV**

Modélisation avec logiciel  
ETABS

## Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure est essentielle pour évaluer son comportement face aux séismes. Étant donné la complexité des calculs à effectuer, l'utilisation de logiciels comme ETABS, basés sur la méthode des éléments finis, permet de modéliser efficacement la structure et d'obtenir des résultats précis. Cette étape est indispensable pour garantir la sécurité des constructions selon les exigences du règlement parasismique (RPA).

### IV.1. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel couramment utilisé en génie civil pour la modélisation, l'analyse et la conception des structures de bâtiments. Il permet de réaliser des modèles en 3D, d'appliquer différentes charges (comme le poids propre, le vent ou les séismes), et de vérifier la stabilité de la structure selon les normes en vigueur.

C'est un outil très utile pour les ingénieurs, car il regroupe plusieurs étapes de calcul dans une seule plateforme. Principalement utilisé pour les structures en béton ou en acier, ETABS permet de gagner du temps tout en garantissant des résultats précis.

### IV.2. Les étapes de la modélisation :

#### IV.2.1. Etape 01 : La géométrie de base :

##### A. Choix d'unité :

On doit choisir l'unité de calcul, en sélectionnant [KN.m].

##### B. Géométrie de base :

- ❖ **File** ➔ **New model** ➔ **No** ➔ **Custom grid spacing** ➔ **Edit grid**  
Puis (on introduit les distances entre axe)
- ❖ Pour introduire les hauteurs d'étages en élévation

**Custom story data** ➔ **Story edit data** ➔ ( on introduit les hauteurs des étages)

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre d'étage
- La hauteur d'étage courant
- La hauteur d'étage en bas (RDC)

#### IV.2.2. Etape 02 : Définition des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés des matériaux, comme celles du béton et de l'acier.

❖ **On clique sur :**

**Define** ➡ **Material Properties** ➡ **Conc** ➡ **Modify/Show Material**

(On définir les propriétés mécaniques du béton et l'acier).

**On introduit les données suivantes :**

- Masse volumique du béton : 2.5 KN/m<sup>3</sup>.
- Poids volumique de béton : 25 KN/m<sup>3</sup>.
- Module d'élasticité de béton : 32164200 KN/m<sup>2</sup>.
- Contrainte max de béton à la compression : 25000 KN/m<sup>2</sup>.
- Contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 KN/m<sup>2</sup>.
- Contrainte max des aciers transversaux : 400000KN/m<sup>2</sup>.

❖ **Ensuite on clique sur :**

**Other** ➡ **Modify/Show Material**

(On définir les propriétés mécaniques de béton de corps creux).

**On introduit les données suivantes :**

- Masse volumique du béton : 0 KN/m<sup>3</sup>.
- Poids volumique de béton : 0 KN/m<sup>3</sup>.

### **IV.2.3. Etape 03 : Définition des sections structurales :**

La troisième étape consiste à définir les dimensions et les formes des différents éléments de la structure.

- **Les poteaux :**

❖ **On clique sur :**

**Define** ➡ **Frame Sections** ➡ **ADD Rectangular**

**(On introduit les dimensions et l'enrobage des poteaux)**

- **Les Poutres**

❖ **On clique sur :**

**ADD Rectangular** ➡ (On introduit les dimensions et l'enrobage de **poutre principale** ( PP 30x35) , **poutre secondaire** (PS 30x35) et la **poutre de chaînage** (PC 25x30)

#### IV.2.4. Etape 04 : Définition des éléments surfaciques






Une fois les éléments barres définis (poteaux et poutres), on continue avec les planchers et les voiles.

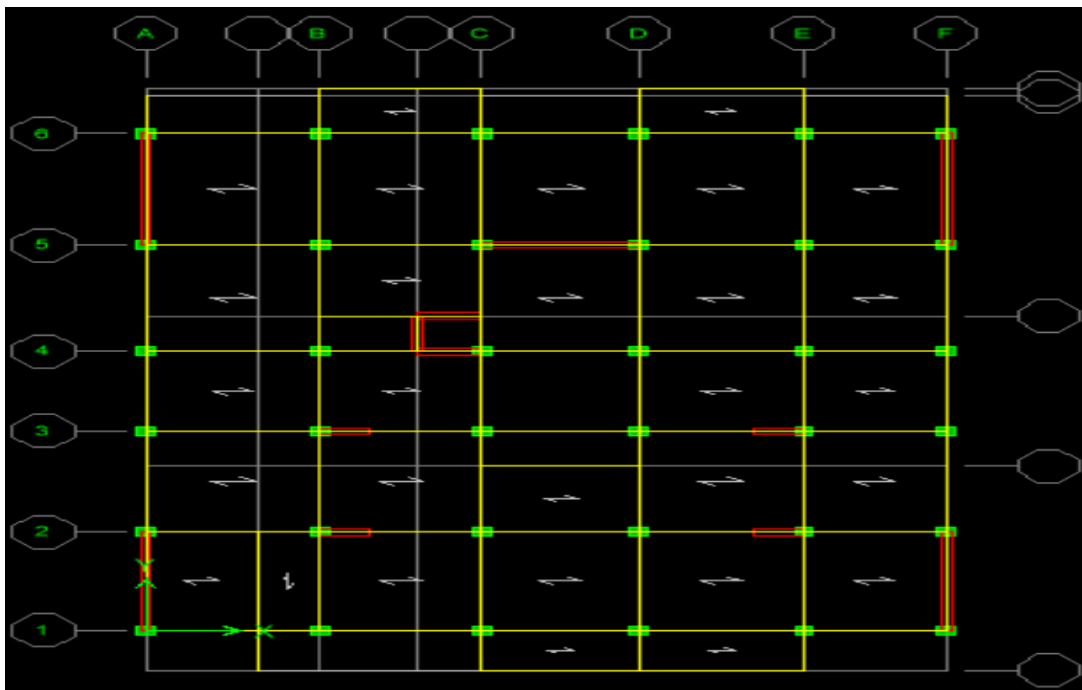
❖ On clique sur :

Define ➡ Area Sections ➡ Add New Section

(On spécifier le nom, l'épaisseur et le matériel) → OK.

#### IV.2.5. Etape 05 : Application du paramètre géométrique des éléments

- **Dessin des poutres :** On clique sur L'icône  ou  → **Property** (on choisit l'élément [PP30x35] ou [Ps30x35] ou [CH25x30])
- **Dessin des poteaux :** On clique sur L'icône  → **Property** (on choisit l'élément [Pot45x45] et on dessine avec one story les poteaux selon l'architecture dans chaque story)
- **Dessin des voiles :** On clique sur L'icône  ou  → **Property** (on choisit VOILE25 et on dessine avec all story la disposition des voiles nécessaire).



**IV.2.6. Etape 06 : Définition des charges statiques**

La structure est soumise à deux types de charges : les charges permanentes (**G**) et les charges d'exploitation (**Q**). Pour que le logiciel intègre automatiquement le poids propre des éléments dans les charges permanentes, Il suffit d'entrer la valeur 1 dans le paramètre "Self Weight Multiplier".

❖ On clique sur :

Define ➔ Static load cases puis (On définit les charges permanentes **G** et les surcharge **Q**)

**IV.2.7. Etape 07 : Définition des charges dynamique**

**A. Introduction du spectre de réponse selon le RPA99 /version2003 :**

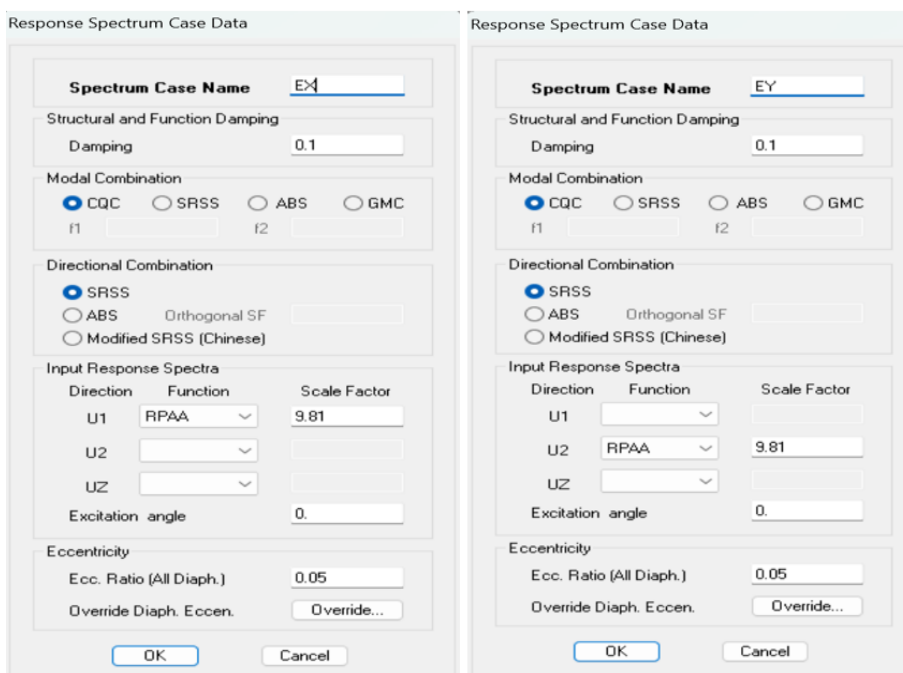
Les informations à saisir dans le logiciel sont les suivantes :

- Zone : **IIa** (Zone à sismicité moyenne)
- Groupe d'usage : **2**
- Coefficient de comportement **R= 4** : (Portique contreventés par des voiles)
- Remplissage : **Dense 10%**
- Site : **S3**
- Facteur de qualité Q :  $Q=1+\Sigma Pq \Rightarrow Q=1.10$

**B. La charge sismique [E] :**

❖ On clique sur :

Define ➔ Response spectrum cases ➔ Add new spectrum



**IV.2.8. Etape 08 : Les combinaisons d'actions :**

On procède à l'introduction des combinaisons de charges suivantes :

➤ **Combinaisons aux états limites : (BAEL modifié 99)**

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

**ELS :**  $G + Q$

➤ **Combinaisons accidentelle (RPA99 modifié 2003 art 5.2)**

**GQE :**  $G + Q + E.$

**08 GE :**  $0.8 G \pm E$

❖ **On clique sur :**

**Define** ➡ **load combinations** ➡ **Add new combinations**

**IV.2.9. Etape 09 : Masse source (la masse sismique)**

❖ **On clique sur :**

**Define** ➡ **Masse source** ➡ **From load** ➡ **Define masse multiplier for loads.**

**G** ➡ **Add** ➡ **0.2 Q** ➡ **Add** ➡ **OK**

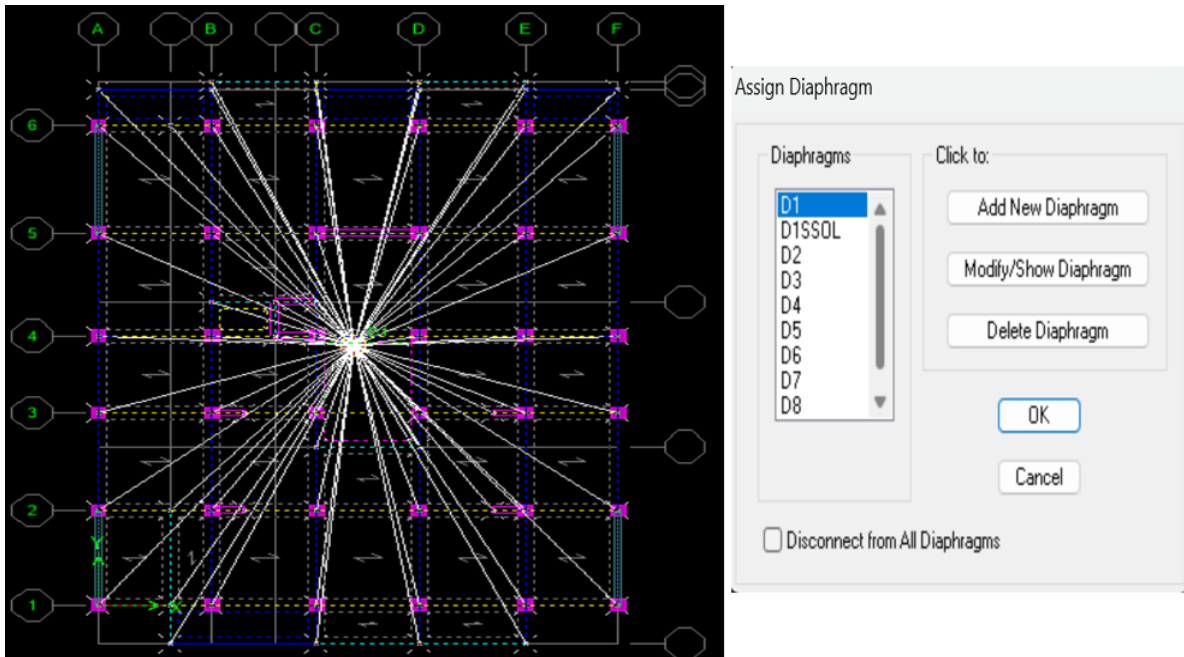
**IV.2.10 Etape 10 : Diaphragme**

Dans la modélisation sous ETABS, les planchers sont supposés infiniment rigides. Pour représenter ce comportement, il est nécessaire de connecter l'ensemble des nœuds d'un même plancher à un nœud maître. Cette opération permet de créer un diaphragme rigide, ce qui a pour avantage de simplifier le modèle en réduisant considérablement le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

❖ **On clique sur :**

**Assign** ➡ **Joint/Point** ➡ **Diaphragm** ➡ **Add new diaphragm** ➡ **D1**

On effectue les mêmes procédures pour les autres niveaux jusqu'au dernier étage



#### IV.2.11. Étape 11 : Analyse et présentation des résultats :

❖ On clique sur :

Analyse ➡ Set analyse options ➡ Set dynamique parameters

❖ Ensuite on clique sur :

Check model ➡ (Cocher toutes les cases dans les champs) ➡ OK.

❖ Pour démarrer l'analyse, il suffit de cliquer sur :

Analyse ➡ Run analyze

# **Chapitre V**

Vérification des exigences du  
RPA99/version 2003

## Introduction :

Un séisme résulte de la libération d'énergie dans la croûte terrestre, provoquant des vibrations destructrices. Pour assurer la sécurité des structures, il est essentiel de procéder à un calcul sismique rigoureux avant d'entreprendre toute étape de ferrailage. En Algérie, ce calcul doit respecter les exigences du règlement parasismique RPA99 (version 2003), qui impose des critères stricts, tels que :

- Nombre de mode à considérer (**Article 4.3.4**).
- La Période fondamentale de la structure (**Article 4.2.4**).
- Sollicitations normales (**Article 7.4.3.1**).
- Justification du système de contreventement (**Article 3.4**).
- Effet de la torsion accidentelle (**Article 4.3.7**).
- Résultante des forces sismiques de calcul (**Article 4.3.6**).
- Justification vis-à-vis des déformations (**Article 5.10**)
- Justification vis-à-vis de l'effort P- $\Delta$  (**Article 5.9**)

### V.1. Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon (**l'article 4.2.4 du RPA99 version 2003**), la période fondamentale TTT obtenue par la méthode de Rayleigh ou par un calcul numérique ne doit pas dépasser de plus de 30 % la valeur trouvée à l'aide des formules empiriques les plus strictes.

#### V.1.1. Calcul de la période :

$$T = \min \left( C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

- **C<sub>T</sub> = 0.050** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.
- **h<sub>N</sub> = 28.56 m** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
- **D** : Démentions du bâtiment mesuré à sa base dans le sens de calcul considérée. On a :  
**D<sub>x</sub> = 16.71 m** et **D<sub>y</sub> = 21.89 m**

**Donc :**

$$T = 0.05 \times (28.56)^{\frac{3}{4}} = 0.62 \text{ s}$$

- Selon le sens X-X

$$T_x = \frac{0.09 \times 28.56}{\sqrt{16.71}} = 0.63 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min ( 0.62 ; 0.63 )$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.62 \text{ S}$$

$$T_{X \text{ Maj}} = 1.3 \times 0.62 = \mathbf{0.81 \text{ S}}$$

- Selon le sens Y-Y

$$T_y = \frac{0.09 \times 28.56}{\sqrt{21.89}} = 0.55 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min ( 0.62 ; 0.55 )$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.55 \text{ s}$$

$$T_{Y \text{ Maj}} = 1.3 \times 0.55 = \mathbf{0.72 \text{ S}}$$

❖ Après l'analyse de la structure avec logiciel ETABS on clique sur :

Display ➡ Show Tables ➡ Modal Information ➡ Building Modal Information  
➡ Modal Participating Mass Ratios ➡ OK

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	<b>0.898775</b>	<b>72.3865</b>	0.0057	72.3865	0.0057	0.1688
2	0.702911	0.0013	<b>66.1587</b>	72.3878	66.1644	1.6788
3	0.654048	0.1549	1.6634	72.5427	67.8278	<b>66.9847</b>
4	0.256926	14.1198	0	86.6625	67.8278	0.095
5	0.160362	0.0203	16.9643	86.6829	84.7921	1.7701
6	0.153382	0.1116	1.7982	86.7945	86.5903	16.5741
7	0.116426	5.2285	0.0001	92.023	86.5904	0.033
8	0.067028	0.0665	5.1146	<b>92.0895</b>	<b>91.7050</b>	0.9186
9	0.066285	2.4443	0.4293	94.5338	92.1343	0.0844
10	0.064211	0.2013	0.7668	94.7351	92.9011	5.0126
11	0.043591	1.848	0.0009	96.5831	92.902	0.0526
12	0.038655	0.0116	2.6342	96.5947	95.5362	0.3165

**Tableau V.1** : Résultats de la période donnée par ETABS

La valeur la plus défavorable de la période est :  $T_{\text{ETABS}} = \mathbf{0.898 \text{ s}}$

"La période donnée par le logiciel est proche de celle calculée ( $T_x$  majorée), donc la période est validée."

	Condition sur T	Période choisie
1 <sup>er</sup> Cas	T analytique < T empirique	<b>T = T empirique</b>
2 <sup>em</sup> Cas	1,3 T empirique < T analytique	<b>T = 1,3 Tempirique</b>

Donc :  $T_{ETABS} = 0.898 \text{ s} > T_{x \text{ maj}} = 0.810 \text{ s} \implies$  On prend  $T = 0.810 \text{ s}$

### V.1.2. Sollicitations normales :

Selon (**l'article 7.4.3.1 RPA99/ version 2003**) l'effort normal de compression de calcul, également désigné comme effort normal réduit, est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{cj}} \leq 0.30$$

Avec :

- $N_d$  : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- $Bc$  : L'aire de la section (section brute).
- $f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton

D'abord en doit sélectionner les poteaux à la base non liée aux les voiles, puis on clique sur :

**Display  $\implies$  Show table  $\implies$  Select cases/ Combos**

(On sélectionne les combinaisons d'action sismique « G + Q  $\pm$  E » et « 0.8G  $\pm$  E »)

**$\implies$  Frame output  $\implies$  Frame forces  $\implies$  Column forces  $\implies$  OK**

On prend la grande valeur de P en valeur absolue  $N_d = 1215.33 \text{ KN}$  avec la section des poteaux

$$B = (40 \times 40). \quad v = \frac{1215.33 \times 10^3}{(40 \times 40) \times 25} = 30.38 < 0.30 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Après augmentation des sections des poteaux les résultats sont résumer comme suit :

$$B = (45 \times 45). \quad v = \frac{1068.72 \times 10^3}{(450 \times 450) \times 25} = 0.21 < 0.30 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$B = (40 \times 40). \quad v = \frac{852.69 \times 10^3}{(400 \times 400) \times 25} = 0.21 < 0.30 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$B = (35 \times 35). \quad v = \frac{602.91 \times 10^3}{(350 \times 350) \times 25} = 0.19 < 0.30 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$B = (30 \times 30). \quad v = \frac{360.52 \times 10^3}{(300 \times 300) \times 25} = 0.16 < 0.30 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### V.1.3. Justification du système de contreventement :

#### A. Charges horizontales :

View → Set 3D view → xz ( Plan : 270°, Elevation : 0°, Aperture : 0° ) → OK

- Selon le sens X-X :

Display → Deformed shape → Ex Spectra → Draw → Draw section cut

(Dessiner une ligne horizontale à la base) → OK

Niveau	Charge totales	Charges voiles	Voile %	Portique %
<b>ETG 7</b>	407.55	169.97	41.70	58.30
<b>ETG 6</b>	733.42	420.32	57.30	42.70
<b>ETG 5</b>	999.09	661.25	66.25	33.75
<b>ETG 4</b>	1220.25	651.92	53.42	46.58
<b>ETG 3</b>	1409.74	896.93	63.62	36.38
<b>ETG 2</b>	1568.14	858.91	54.77	45.23
<b>ETG 1</b>	1696.88	1082.96	63.82	36.18
<b>RDC</b>	1797.67	1376.76	76.58	23.42
<b>S.SOL</b>	1836.49	1483.92	<b>80.80</b>	<b>19.20</b>

Tableau V.2 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X

- Selon le sens Y-Y :

Niveau	Charge totales	Charges voiles	Voile %	Portique %
<b>ETG 7</b>	484.68	265.82	54.84	45.16
<b>ETG 6</b>	864.86	626.22	72.40	27.60
<b>ETG 5</b>	1158.79	919.70	79.36	20.64
<b>ETG 4</b>	1404.52	1034.60	73.66	26.34
<b>ETG 3</b>	1607.50	1301.96	80.99	19.01
<b>ETG 2</b>	1772.89	1380.77	77.88	22.12
<b>ETG 1</b>	1902.42	1594.24	83.80	16.20
<b>RDC</b>	2012.03	1825.13	90.71	9.29
<b>S.SOL</b>	2055.10	1872.54	<b>91.11</b>	<b>8.89</b>

Tableau V.3 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y

#### Remarque :

Le pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles en S-Sol dépasse 80 %

- Charge verticale :
- Selon le sens Z-Z :

Niveau	Charge totales	Charges voiles	Voile %	Portique %
S-Sol	35122.49	11722.207	<b>33.37</b>	<b>66.63</b>

**Tableau V.4 :** Pourcentages des forces verticales dans le sens Z-Z

### Conclusion :

Les voiles reprenant plus de 20 % des charges verticale, et plus de 75% des efforts horizontaux , Notre système de contreventement est classé comme une ( **structure a voiles porteurs** ) . Donc on adopte un coefficient de comportement **R= 3.5**

## V.2. Résultante des forces sismiques de calcul

Selon article 4.3.6 de RPA99/ version 2003 la résultante des forces sismiques  $v_t$  obtenue par la méthode modale ne doit pas être inférieure à 80 % de celle déterminée par la méthode statique équivalente V.

Si  $v_t < 80 \% V$ , tous les paramètres calculés par la méthode modale doivent être ajustés en les augmentant selon le rapport  $0.8 V/v_t$

### ❖ La formule de la force sismique totale :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T$$

Avec :

**A = 0.15** coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et la période fondamentale de la structure (T).

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

### Dans notre cas :

- La période fondamentale  $T = 0.810$  s
- Site : S3
- $T_2 = 0.50$  s

$$T_2 = 0.50 \text{ s} < T_{ETABS} = 0.81 \text{ s} < 3.00 \text{ s} \quad \text{Donc } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

- $\eta$  : est facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

- $\xi$  (%) : coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de la structure et de dense

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0.763 \geq 0.7$$

$$D = 2.5 \times 0.763 \left(\frac{0.50}{0.810}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 1.38$$

- $R$  : coefficient de comportement global de la structure

A partir de la justification précédente de système de contreventement on a déterminé du (Tableau 4.3) que  $R = 3.5$

- $Q$  : Facteur de qualité de la structure

Critères	Observé (Oui / Non)	Valeur des $P_q$
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6- Contrôle de qualité de l'exécution	Oui	0

Tableau V.5 : Détermination de la somme des pénalités à retenir.

$$\text{Donc : } Q = 1 + 0.10 \Rightarrow Q = 1.10$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.15 \times 1.38 \times 1.1}{3.5} \times 32140.59$$

$$V = 2090.97 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } 0.8V = 0.8 \times 2090.97 \quad ; \quad 0.8V = 1672.77 \text{ KN}$$

- **Méthode modale spectrale**

- ❖ **On clique sur :**

**Display** ➡ **Show Table** ➡ **Modal information** ➡ **Building modal information**

**Response Spectrum Base Ractions** ➡ **OK**

$$V_{X ETABS} = 1836.48 \text{ KN} > 0.8V = 1672.77 \text{ KN}$$

$$V_{Y ETABS} = 2055.11 \text{ KN} > 0.8V = 1672.77 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée**

### V.2.1. Justification vis-à-vis des déformations :

Selon **article 5.10 de RPA99/ version 2003** les déplacements latéraux relatifs entre un étage et les étages adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l'étage, sauf si un déplacement plus important peut être justifié

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

**Avec :**

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

**R** : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

**Avec:**

$$\Delta_k < 1 \% h_e$$

**He** : hauteur de l'étage considéré

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

## ❖ Selon le sens X-X

story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k =$ $R\delta_{ek}$	$\Delta k =$ $\delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	Observation
STORY7	D8	EX	0.0218	3.5	0.0763	0.0074	0.0306	C.Vérifiée
STORY6	D7	EX	0.0197	3.5	0.0689	0.0084	0.0306	C.Vérifiée
STORY5	D6	EX	0.0173	3.5	0.0605	0.0094	0.0306	C.Vérifiée
STORY4	D5	EX	0.0146	3.5	0.0511	0.0098	0.0306	C.Vérifiée
STORY3	D4	EX	0.0118	3.5	0.0413	0.0102	0.0306	C.Vérifiée
STORY2	D3	EX	0.0089	3.5	0.0311	0.0098	0.0306	C.Vérifiée
STORY1	D2	EX	0.0061	3.5	0.0213	0.0091	0.0306	C.Vérifiée
RDC	D1	EX	0.0035	3.5	0.0122	0.0158	0.0408	C.Vérifiée
SOUS-SOL	D S-Sol	EX	0.0008	3.5	0.0028	0.0028	0.0306	C.Vérifiée

Tableau V.6 : déplacement relatif dans le sens X-X

## ❖ Selon le sens Y-Y

story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k =$ $R\delta_{ek}$	$\Delta k =$ $\delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	Observation
STORY7	D8	EY	0.0163	3.5	0.05705	0.0077	0.0306	C.Vérifiée
STORY6	D7	EY	0.0141	3.5	0.04935	0.0080	0.0306	C.Vérifiée
STORY5	D6	EY	0.0118	3.5	0.0413	0.0077	0.0306	C.Vérifiée
STORY4	D5	EY	0.0096	3.5	0.0336	0.0077	0.0306	C.Vérifiée
STORY3	D4	EY	0.0074	3.5	0.0259	0.0073	0.0306	C.Vérifiée
STORY2	D3	EY	0.0053	3.5	0.01855	0.0066	0.0306	C.Vérifiée
STORY1	D2	EY	0.0034	3.5	0.0119	0.0052	0.0306	C.Vérifiée
RDC	D1	EY	0.0019	3.5	0.00665	0.0052	0.0408	C.Vérifiée
SOUS-SOL	D S-Sol	EY	0.0004	3.5	0.0014	0.0014	0.0306	C.Vérifiée

Tableau V.7 : déplacement relatif dans le sens Y-Y

**V.2.2. Justification vis-à-vis des déformations : (effet P-Δ)**

Selon (article **5.9 de RPA99/ version 2003**) les effets du 2eme ordre (effet P-Δ) peuvent être ignorés si le coefficient  $\theta$  est inférieur ou égal à 0,10 à tous les niveaux. Si  $\theta$  est compris entre **0.10** et **0.20**, une correction sismique est requise. Pour  $\theta$  supérieur à 0,20, la structure doit être redimensionnée en raison d'un risque d'instabilité.

$$\theta = \frac{\rho_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- $P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- $V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k".
- $\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- $h_k$  : Hauteur de l'étage « k »
- $W = w_k + \beta \times Q_k$  avec  $\beta = 0.2$  : le poids de chaque étage

❖ **SENS X-X**

Niveau	$h_K$	$V_k$	$\Delta_k$	$P_k$	$\theta_k$	Observation
Terrasse	<b>3.06</b>	407.56	0.0074	3411.95	0.020	Vérifiée
Etage 6	<b>3.06</b>	733.42	0.0084	6847.67	0.025	Vérifiée
Etage 5	<b>3.06</b>	999.08	0.0094	10283.39	0.031	Vérifiée
Etage 4	<b>3.06</b>	1220.25	0.0098	13808.61	0.036	Vérifiée
Etage 3	<b>3.06</b>	1409.73	0.0102	17333.83	0.040	Vérifiée
Etage 2	<b>3.06</b>	1568.13	0.0098	20962.33	0.042	Vérifiée
Etage 1	<b>3.06</b>	1696.87	0.0091	24590.83	0.043	Vérifiée
RDC	<b>4.08</b>	1797.66	0.0158	28674.05	0.061	Vérifiée
S-SOL	<b>3.06</b>	1836.48	0.0028	32140.59	0.016	Vérifiée

## ❖ SENS Y-Y

Niveau	$h_K$	$V_k$	$\Delta k$	$P_k$	$\theta_k$	Observation
Terrasse	3.06	484.74	0.0077	3411.95	0.016	Vérifiée
Etage 6	3.06	864.91	0.0080	6847.67	0.020	Vérifiée
Etage 5	3.06	1158.83	0.0077	10283.39	0.020	Vérifiée
Etage 4	3.06	1404.55	0.0077	13808.61	0.022	Vérifiée
Etage 3	3.06	1607.51	0.0073	17333.83	0.025	Vérifiée
Etage 2	3.06	1772.89	0.0066	20962.33	0.025	Vérifiée
Etage 1	3.06	1902.42	0.0052	24590.83	0.021	Vérifiée
RDC	4.08	2012.03	0.0052	28674.05	0.018	Vérifiée
S-SOL	3.06	2055.11	0.0014	32140.59	0.007	Vérifiée

**Conclusion**

Après avoir vérifié que le modèle réalisé sous ETABS est conforme aux exigences du **RPA 99/Version 2003**, nous pouvons passer au dimensionnement et au ferrailage des éléments porteurs.

# **Chapitre VI**

## **Ferraillage des éléments**

## VI.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux importants dans la structure. Ils sont soumis à plusieurs types d'efforts : des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur dimensionnement se fait à l'état limite ultime, en tenant compte de la flexion composée. On prend les cas les plus défavorables pour s'assurer de leur résistance, que les efforts soient forts ou faibles

### ❖ Combinaisons d'actions sismiques (Selon le RPA version 2003)

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

### ❖ Selon le BAEL 91 modifiée 99

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

Pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivants :

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$F_{c28}$	$f_{bu}$	$f_e$	$\sigma_s$
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	500	434.80
Accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	500	500

Tableau VI.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

### ❖ Recommandations du RPA99/2003 (Article 7.4.2)

#### • Armatures longitudinales (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal en zone II est limité à **0.8%**

#### • Le pourcentage maximal sera de :

- **3%** en zone courante
- **6%** en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de **12mm**.

- Le diamètre minimum de recouvrement est de **40 $\Phi$  en zone II**.

- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II

D'où :

	$A_{min} = 0.8\% b^2$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{cmax} = 3\% b^2$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{rmax} = 6\% b^2$ [cm <sup>2</sup> ]
<b>Pot (45×45)</b>	16.20	60.75	121.50
<b>Pot (40×40)</b>	12.80	48.00	96.00
<b>Pot (35×35)</b>	9.80	36.75	73.50
<b>Pot (30×30)</b>	7.20	27.00	54.00

Tableau VI.2 : Pourcentage total des acier longitudinaux des poteaux.

**VI.1.1. Calcul des armatures à l'ELU**

- **Calcul du centre de pression**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

**A. Section partiellement comprimée (SPC) :**

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures

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

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures

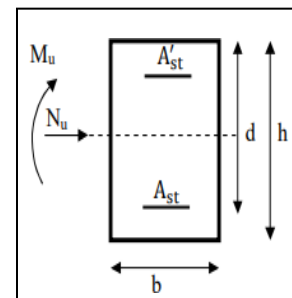
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

$N_u$  : effort de compression

$M_f$  : moment relatif



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

- **Détermination des armatures**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :  $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

- a) Si  $\mu \leq \mu = 0.392$  ; la section est simplement armée  $A' = 0$

Armatures fictives :  $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

Armatures réelles :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$  avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- b) Si  $\mu \geq \mu = 0.392$  ; la section est doublement armée  $A' \neq 0$

On calcul :  $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$\Delta M = M_f - M_r$

$M_f$  : moment ultime pour une section simplement armée.

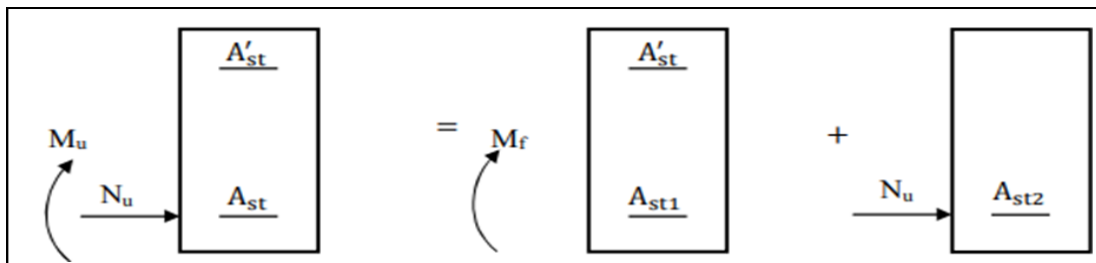
$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

- **La section réelle d'armature :**

$$A'_s = A'$$

$$A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s}$$



**Figure VI.1 :** Section partiellement comprimée (SPC).

### B. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées

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

$$N_u (d - c') - M_f > \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures

a) Si  $N_u (d - c') - M_f \geq \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$  la section est doublement armée

$$A_1 > 0 \quad \text{et} \quad A_2 > 0$$

#### La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_U - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

b) Si  $N_u(d - c') - M_f < \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$  la section est simplement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

### C. Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad g = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$A_{S_i} = \frac{N_u \cdot g}{(d - c') \sigma_{10}} \quad A_{S_s} = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_{S_i}$$

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

#### Remarque :

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle, compression pure).

Le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec B : aire de la section du béton seul

- Pour la détermination du ferrailage des sections nous allons utiliser le logiciel de calcul « SOCOTEC »

- **Armatures longitudinales**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section [cm <sup>2</sup> ]	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	As adopté (cm <sup>2</sup> )
(45×45)	ELU	N <sub>max</sub> = -1470.59	M <sub>2corr</sub> = 15.09	0.00	<b>16.20</b>	<b>4HA20 + 4HA16</b>	<b>20.60</b>
	0.8G+EY	N <sub>min</sub> = -1336.31	M <sub>3corr</sub> = 16.46	0.00			
	G+Q+EX	N <sub>corr</sub> = -752.71	M <sub>3max</sub> = 65.20	0.00			
(40×40)	ELU	N <sub>max</sub> = -1173.18	M <sub>2corr</sub> = 13.40	0.00	<b>12.80</b>	<b>4HA16 + 4HA14</b>	<b>14.19</b>
	0.8G+EY	N <sub>min</sub> = -662.16	M <sub>2cor</sub> = 14.85	0.00			
	G+Q+EX	N <sub>corr</sub> = -537.43	M <sub>3max</sub> = 80.73	0.00			
(35×35)	ELU	N <sub>max</sub> = -829.47	M <sub>2corr</sub> = 10.20	0.00	<b>9.80</b>	<b>8 HA14</b>	<b>12.31</b>
	0.8G+EY	N <sub>min</sub> = -459.99	M <sub>2corr</sub> = 14.30	0.00			
	G+Q+EX	N <sub>corr</sub> = -346.10	M <sub>3max</sub> = 70.68	1.59			
(30×30)	ELU	N <sub>max</sub> = -495.80	M <sub>2corr</sub> = 11.07	0.00	<b>7.20</b>	<b>4HA14 + 4HA12</b>	<b>10.67</b>
	0.8G+EY	N <sub>min</sub> = -267.97	M <sub>2corr</sub> = 12.68	0.00			
	G+Q+EX	N <sub>corr</sub> = -156.39	M <sub>3max</sub> = 47.76	2.77			

**Tableau VI.3 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux**

- **Longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement pour la zone II est de **L=40∅**

- **Poteaux 45×45** :  $L \geq 40 \times 2 = 80$                       **L= 80 cm**
- **Poteaux 40×40** :  $L \geq 40 \times 1.6 = 64$                       **L= 70 cm**
- **Poteaux 35×35** :  $L \geq 40 \times 1.4 = 56$                       **L= 60 cm**
- **Poteaux 30×30** :  $L \geq 40 \times 1.4 = 56$                       **L= 60 cm**

➤ **Longueur d'ancrage :**

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :  $\tau_{su} = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$  MPa

Pour le  $\emptyset_{20}$ :  $L_s = \frac{2.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54$  cm

Pour le  $\emptyset_{16}$ :  $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43$  cm

Pour le  $\emptyset_{14}$ : 
$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales : (Art.7.4.2.2, RPA 99/ version 2003 )**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul

$h_1$  : hauteur totale de la section brute

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$t$  : l'espacement des armatures transversales.

- Si  $\lambda_g \geq 5$  ;  $\rho_a = 2.5$
- Si  $\lambda_g < 5$  ;  $\rho_a = 3.75$
- **Calcul de l'élançement géométrique :**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

$a, b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur du flambement d poteau  $L_f = 0.707 l_0$

$l_0$  : longueur libre du poteau

#### ❖ **Poteaux ( 45×45 ) :**

**S-Sol** :  $L = 3.06 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.45} = 4.80 < 5 \quad ; \quad \rho_a = 3.75$$

**RDC** :  $L = 4.08 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 4.08}{0.45} = 6.41 > 5 \quad ; \quad \rho_a = 2.50$$

❖ **Poteaux (40×40) :**

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.40} = 5.40 > 5 \quad ; \quad \rho_a = 2.5$$

❖ **Poteaux (35×35) :**

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.35} = 6.18 > 5 \quad ; \quad \rho_a = 2.5$$

❖ **Poteaux (30×30) :**

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.30} = 7.21 > 5 \quad ; \quad \rho_a = 2.5$$

• **Espacement des armatures transversales**❖ **Poteaux (45×45) :****Zone nodale:**

$$St' \leq \min(10 \phi_l ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 2.0 ; 15) \quad ; \quad St' < 15 \text{ cm} \quad St = 10 \text{ cm}$$

**Zone courante:**

$$St' \leq 15 \phi_l = 15 \times 2.0 \quad ; \quad St' < 30 \text{ cm} \quad St = 15 \text{ cm}$$

❖ **Poteaux (40×40) :****Zone nodale:**

$$St' \leq \min(10 \phi_l ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.6 ; 15) \quad ; \quad St' < 15 \text{ cm} \quad St = 10 \text{ cm}$$

**Zone courante:**

$$St' \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.6 \quad ; \quad St' < 24 \text{ cm} \quad St = 15 \text{ cm}$$

❖ **Poteaux (35×35) :****Zone nodale:**

$$St' \leq \min(10 \phi_l ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.4 ; 15) \quad ; \quad St' < 14 \text{ cm} \quad St = 10 \text{ cm}$$

**Zone courante:**

$$St' \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.4 \quad ; \quad St' < 21 \text{ cm} \quad St = 15 \text{ cm}$$

## ❖ Poteaux (30×30) :

**Zone nodale:**

$$St' \leq \min(10 \phi_l; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.4; 15) ; St' < 14 \text{ cm} \quad \mathbf{St = 10 \text{ cm}}$$

**Zone courante:**

$$St' \leq 15 \phi_l = 15 \times 1.4 ; St' < 21 \text{ cm} \quad \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

- La quantité d'armature transversale minimale :

$$\frac{A_t}{t \times b_1}$$

$$\text{-Si } \lambda_g \geq 5 \quad : \quad A_t^{min} = 0.3\% t \times b_1$$

$$\text{-Si } \lambda_g \leq 3 \quad : \quad A_t^{min} = 0.8\% t \times b_1$$

-Si  $3 < \lambda_g < 5$  : la quantité d'armatures transversale est donnée par l'interpolation entre les valeurs limites précédentes.

## ❖ Poteaux (45×45)

- S-Sol :  $3 < \lambda_g = 4.80 < 5$  Par interpolation

$$A_t^{min} = 0.0054 \times t \times b_1$$

**Zone nodale :**

$$A_t^{min} = 0.0045 \times 10 \times 45 = \mathbf{2.02 \text{ cm}^2}$$

**Zone courante :**

$$A_t^{min} = 0.0054 \times 12 \times 45 = \mathbf{3.03 \text{ cm}^2}$$

- RDC :  $\lambda_g = 6.41 \geq 5$

$$A_t^{min} = 0.003 \times t \times b_1$$

**Zone nodale :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = \mathbf{1.35 \text{ cm}^2}$$

**Zone courante :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 45 = \mathbf{2.02 \text{ cm}^2}$$

❖ Poteaux (40×40) :  $\lambda_g = 5.40 \geq 5$ 

$$A_t^{min} = 0.003 \times t \times b_1$$

**Zone nodale :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = \mathbf{1.20 \text{ cm}^2}$$

**Zone courante :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = \mathbf{1.80 \text{ cm}^2}$$

❖ **Poteaux (35×35) :**  $\lambda_g = 6.18 \geq 5$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times t \times b_1$$

**Zone nodale :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = \mathbf{1.05 \text{ cm}^2}$$

**Zone courante :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2}$$

❖ **Poteaux (30×30) :**  $\lambda_g = 7.21 \geq 5$

**Zone nodale :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = \mathbf{0.90 \text{ cm}^2}$$

**Zone courante :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = \mathbf{1.35 \text{ cm}^2}$$

• **Détermination des armatures transversales**

Section [cm <sup>2</sup> ]		$\rho_a$	$V_u$ [KN]	St [cm]	$h_1$ [cm]	$A_{tcal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{tmin}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	$A_{tadop}$ [cm <sup>2</sup> ]
(45×45)	S-sol	3.75	15.51	St <sub>n</sub> = 10	45	0.32	2.02	4HA10	3.14
				St <sub>c</sub> = 15		0.48	3.03		
	RDC	2.50		St <sub>n</sub> = 10		0.21	1.35		
				St <sub>c</sub> = 15		0.32	2.02		
(40×40)		3.75	18.40	St <sub>n</sub> = 10	40	0.43	1.20	4HA8	2.01
				St <sub>c</sub> = 15		0.64	1.80		
(35×35)		2.50	19.18	St <sub>n</sub> = 10	35	0.34	1.05	4HA8	2.01
				St <sub>c</sub> = 15		0.51	1.57		
(30×30)		2.50	15.73	St <sub>n</sub> = 10	30	0.32	0.90	4HA8	2.01
				St <sub>c</sub> = 15		0.49	1.35		

**Tableau VI.4 :** section minimale des armature transversales

• **Délimitation de la zone nodale**

Dans le cas des poteaux, la zone nodale est décrite dans la figure 7.2 du RPA 99

$$h^2 = \text{Max} ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} )$$

Avec :

- **h'** : Hauteur de la zone nodale.
- **He** : Hauteur libre d'étage
- **b1 et h1** : Dimensions transversales du poteau considéré

❖ **Poteaux (45×45) :**

- **S-Sol** : L = 3.06 m

$$h' = \text{Max} (271/6 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) \quad h' = 60 \text{ cm}$$

- **RDC** : L = 4.08 m

$$h' = \text{Max} (373/6 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) \quad h' = 65 \text{ cm}$$

❖ **Poteaux (40×40) :**

$$h' = \text{Max} (271/6 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm}) \quad h' = 60 \text{ cm}$$

❖ **Poteaux (35×35) :**

$$h' = \text{Max} (271/6 ; 35 ; 35 ; 60 \text{ cm}) \quad h' = 60 \text{ cm}$$

❖ **Poteaux (30×30) :**

$$h' = \text{Max} (271/6 ; 30 ; 30 ; 60 \text{ cm}) \quad h' = 60 \text{ cm}$$

### VI.1.2. Vérification à L'ELU

#### A. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art7.4.3.2RPA 99/version 2003)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

- Si  $\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$
- Si  $\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$

Poteaux	Vu [KN]	B [Cm]	d [Cm]	ρd	τ <sub>bu</sub> [MPa]	τ̄ <sub>bu</sub> [MPa]	Vérification
(45×45)	15.51	45	42	0.075	0.082	1.875	CV
(40×40)	18.40	40	37	0.075	0.124	1.875	CV
(35×35)	19.18	35	32	0.075	0.171	1.875	CV
(30×30)	15.73	30	27	0.075	0.194	1.875	CV

Tableau VI.5 : Vérification de cisaillement

### B. Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 91/Art A.4.2 ,1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adop} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d}$$

Avec :  $e_s = \frac{M_s}{N_s}$  : excentricité à l'ELS

Section [cm <sup>2</sup> ]	Ns [KN]	Ms [KN.m]	e <sub>s</sub> [cm]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s, adopté</sub> ≥ A <sub>min</sub>
(45×45)	$N_{max} = -1068.71$	$M_{2corr} = 10.83$	1.0133	6.24	<b>20.60</b>	C.V
	$N_{min} = -422.92$	$M_{2corr} = 1.46$	0.3452	5.90		
	$N_{corr} = -1008.63$	$M_{2max} = 18.95$	1.8787	6.70		
(40×40)	$N_{max} = -852.69$	$M_{2corr} = 9.67$	1.1340	4.85	<b>14.19</b>	C.V
	$N_{min} = -305.22$	$M_{2corr} = 1.70$	0.5569	4.57		
	$N_{corr} = -584.79$	$M_{2max} = 20.15$	3.4456	6.88		
(35×35)	$N_{max} = -602.91$	$M_{2corr} = 7.38$	1.2240	3.79	<b>12.31</b>	C.V
	$N_{min} = -194.97$	$M_{2corr} = 1.56$	0.8001	3.59		
	$N_{corr} = -430.26$	$M_{2max} = 20.55$	4.7761	11.56		
(30×30)	$N_{max} = -360.52$	$M_{2corr} = 8.02$	2.2245	3.55	<b>9.05</b>	C.V
	$N_{min} = -42.29$	$M_{2corr} = 1.37$	3.2395	5.03		
	$N_{corr} = -154.23$	$M_{2max} = 17.93$	11.6254	0.09		

Tableau VI.6 : Vérification condition de non fragilité

### VI.1.3. Vérification à l'ELS

#### A. Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 91).

### B. Etat limite de compression du béton : (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS (État Limite de Service). Pour cela, les contraintes maximales dans le béton seront calculées et comparées aux contraintes admissibles.

#### Remarque :

Les sections d'armatures adoptées à introduire c'est celles d'une seule face des poteaux  
Exemple :

- Poteau (45 × 45) cm<sup>2</sup> A adoptée = 2HA20 + 1HA16 = **8.29 cm<sup>2</sup>**
- Poteau (40 × 40) cm<sup>2</sup> A adoptée = 2HA16 + 1HA14 = **5.56 cm<sup>2</sup>**
- Poteau (35 × 35) cm<sup>2</sup> A adoptée = 3HA14 = **4.62 cm<sup>2</sup>**
- Poteau (30 × 30) cm<sup>2</sup> A adoptée = 2HA14 + 1HA12 = **4.21 cm<sup>2</sup>**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Section [cm <sup>2</sup> ]	Ns [KN]	Ms [KN.m]	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc, \text{sup}}$	$\sigma_{bc, \text{inf}}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
(45×45)	$N_{max} = -1068.71$	$M_{2corr} = 10.83$	8.29	5.26	4.14	C.V
	$N_{min} = -422.92$	$M_{2corr} = 1.46$		1.94	1.78	
	$N_{corr} = -1008.63$	$M_{2max} = 18.95$		5.41	3.46	
(40×40)	$N_{max} = -852.69$	$M_{2corr} = 9.67$	5.56	5.57	4.09	C.V
	$N_{min} = -305.22$	$M_{2corr} = 1.70$		1.86	1.60	
	$N_{corr} = -584.79$	$M_{2max} = 20.15$		4.85	1.77	
(35×35)	$N_{max} = -602.91$	$M_{2corr} = 7.38$	4.62	5.26	3.58	C.V
	$N_{min} = -194.97$	$M_{2corr} = 1.56$		1.61	1.25	
	$N_{corr} = -430.26$	$M_{2max} = 20.55$		5.49	0.82	
(30×30)	$N_{max} = -360.52$	$M_{2corr} = 8.02$	4.21	4.92	2.11	C.V
	$N_{min} = -42.29$	$M_{2corr} = 1.37$		0.65	0.17	
	$N_{corr} = -154.23$	$M_{2max} = 17.93$		5.22	0.00	

Tableau VI.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS

## VI.2. Ferrailage des Poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux essentiels dans une structure, généralement protégés des intempéries. Elles sont principalement sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur dimensionnement se fait en flexion simple, en tenant compte des cas de sollicitation les plus défavorables. La fissuration, considérée comme peu nuisible.

Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

- ❖ **Combinaisons d'actions sismiques (Selon le RPA version 2003)**
    - $G + Q + E$
    - $0.8G + E$
  - ❖ **Selon le BAEL 91 modifiée 99**
    - **ELU** :  $1.35G + 1.5Q$
    - **ELS** :  $G + Q$
- **Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poutres (Art .7.5.2)**
- ❖ **Armatures longitudinale (Art .7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui

La longueur minimale de recouvrement est de :

- $40 \varnothing$  en zone I et II
- $50 \varnothing$  en zone III

L'ancrage des armatures longitudinales, supérieures et inférieures, dans les poteaux de rive et d'angle doit se faire avec des crochets à  $90^\circ$ .

	$A_{\min} = 0.5\% b h$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{c\max} = 4\% b h$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{r\max} = 6\% b h$ [cm <sup>2</sup> ]
<b>PP (30×35)</b>	5.25	42	63
<b>PS (30×35)</b>	5.25	42	63

**Tableau VI.8** : la section minimal et maximal d'armature

❖ **Armatures transversales (Article 7.5.2.2)**

La quantité minimale d'armatures transversales est calculée avec la formule :

$$A_t = 0.003 \times s \times b = 0.003.$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

- $S_t = \min (h/4 ; 12\emptyset)$  en zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$  en dehors de la zone nodale

Avec :  $\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilise pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm au plus** du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.2.1. Calcul du ferrailage à l'ELU

Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

- Si  $\mu \leq \mu = 0.392$  ; la section est simplement armée  $A' = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- Si  $\mu \geq \mu = 0.392$  ; la section est doublement armée  $A' \neq 0$

On calcule :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

Avec :

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

$$\text{Armatures tendues : } A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

Avec :

$M_u$  : Moment sollicitant

$M_l$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée

Les sections d'armatures des poutres sont déterminées à l'aide du logiciel de calcul de ferrailage « SOCOTEC » qui se base sur les principes de calcul de BAEL.

**A. Poutres Principales****a) Poutre Principale non solidaires aux voiles**

Localisation	Moments (KN .m)	Combinaison	$A_{soc}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix de ferrailage	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	32.68	ELU	<b>3.11</b>	<b>3HA 14 (fil)</b>	<b>4.62</b>
<b>Appuis (inf)</b>	44.18	0.8GEY	<b>3.64</b>	<b>3HA 14 (fil)</b>	<b>4.62</b>
<b>Appuis (sup)</b>	-74.46	G+Q+EY	<b>6.20</b>	<b>3HA 14 (fil) + 2HA12 (chap)</b>	<b>6.88</b>

**Tableau VI.9 : Ferrailage des poutres principal non solidaires aux voiles****b) Poutre Principale solidaires aux voiles**

Localisation	Moments (KN .m)	Combinaison	$A_{soc}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix de ferrailage	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	17.01	ELU	<b>1.59</b>	<b>3HA 14 (fil)</b>	<b>4.62</b>
<b>Appuis (inf)</b>	36.42	0.8GEY	<b>2.98</b>	<b>3HA 14 (fil)</b>	<b>4.62</b>
<b>Appuis (sup)</b>	-71.67	G+Q+EY	<b>6.06</b>	<b>3HA 14 (fil) + 2HA12 (chap)</b>	<b>6.88</b>

**Tableau VI.10 : Ferrailage des poutres principal solidaires aux voiles****B. Poutre Secondaires****a) Poutre Secondaire non solidaires aux voiles**

Localisation	Moments (KN .m)	Combinaison	$A_{soc}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix de ferrailage	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	39.29	ELU	<b>3.78</b>	<b>3HA 14 (fil)</b>	<b>4.62</b>
<b>Appuis (inf)</b>	52.40	GQEX	<b>4.35</b>	<b>3HA 14 (fil)</b>	<b>4.62</b>
<b>Appuis (sup)</b>	-71.26	GQEX	<b>6.02</b>	<b>3HA 14 (fil) + 2HA12 (chap)</b>	<b>6.88</b>

**Tableau VI.11 : Ferrailage des poutres secondaires non solidaires aux voiles**

## b) Poutre secondaire solidaires aux voiles

Localisation	Moments (KN .m)	Combinaison	$A_{soc}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix de ferrailage	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	40.01	ELU	<b>3.85</b>	<b>3HA 14 (fil)</b>	<b>4.62</b>
<b>Appuis (inf)</b>	67.08	0.8GEX	<b>5.64</b>	<b>3HA 14 (fil) + 1HA12 (chap)</b>	<b>5.75</b>
<b>Appuis (sup)</b>	-104.82	GQEX	<b>9.16</b>	<b>3HA 14 (fil) + 3HA14 (chap)</b>	<b>9.23</b>

Tableau VI.12 : Ferrailage des poutres secondaires non solidaires aux voiles

**Remarque :**

Les sections choisies pour le ferrailage sont vérifiées conformément aux exigences de l'article 7.5.2.1 RPA 99 révisée en 2003.

❖ **Armatures transversales**➤ **Poutres principales**

Espacement maximum des armatures transversales

• **Zone nodale :**

$$S_{tmax} \leq \min (h/4, 12 \varphi) = \min (35/4, 12 \times 1.4)$$

$$S_{tmax} \leq \min (8.75 ; 16.8) \Rightarrow St = 8 \text{ cm.}$$

• **Zone courante :**

$$St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

D'où :

- **Zone nodale :**  $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 8 \times 30 \Rightarrow A_t = 0.72 \text{ cm}^2.$

- **Zone courante :**  $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t = 1.35 \text{ cm}^2.$

- ❖ **Soit :**  $A_t = 4HA8 \text{ (cadre de } \varphi 8 \text{ + étrier)} = 2.01 \text{ cm}^2.$

➤ **Poutres secondaires :**

Espacement maximum entre les armatures transversales

• **Zone nodale :**

$$S_{tMax} \leq \min (h/4, 12 \varphi) = \min (35/4, 12 \times 1.4)$$

$$S_{tMax} \leq \min (8.5 ; 16.8) \Rightarrow St = 8 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

D'où :

- **Zone nodale** :  $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 8 \times 30 \Rightarrow A_t = 0.72 \text{ cm}^2$ .
- **Zone courante** :  $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t = 1.35 \text{ cm}^2$ .
- ❖ **Soit** :  $A_t = 4\text{HA8 (cadre de } \varnothing 8 + \text{étrier)} = 2.01 \text{ cm}^2$ .

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale pour les poutres est définie dans la figure 7.2 du RPA 99 (Zone nodale), de la manière suivante :  $l' = 2.h$

Avec :

- $l'$  : Longueur de la zone nodale.
- $h$  : Hauteur de la poutre

**D'où :**

- Poutres principales :  $l' = 2 \times 35 \Rightarrow l' = 70 \text{ cm}$ .
- Poutres secondaires :  $l' = 2 \times 35 \Rightarrow l' = 70 \text{ cm}$ .

**VI.2.2. Vérification à L'ELU :**

**A. Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres principales :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{adop}} > A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{adop}} > A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**B. Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99)**

On a la fissuration Peu Préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} < \bar{\tau} = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

- **Poutre Principale non solidaires aux voiles**

$$\tau_u = \frac{79.64 \times 10^3}{30 \times 32 \times 10^2} ; \tau_u = 0.830 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Poutre Principale solidaires aux voiles**

$$\tau_u = \frac{46.92 \times 10^3}{30 \times 32 \times 10^2} ; \tau_u = 0.446 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Poutre secondaire non solidaires aux voiles**

$$\tau_u = \frac{41.15 \times 10^3}{30 \times 32 \times 10^2} ; \tau_u = 0.391 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Poutre secondaire solidaires aux voiles**

$$\tau_u = \frac{59.54 \times 10^3}{30 \times 32 \times 10^2} ; \tau_u = 0.567 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

### C. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- ❖ **Sur l'acier :** (Art A5.1.313, BAEL 91 modifie 99)

$$A_{\text{adopté}} \geq A_s = \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

- **Poutres principales non solidaires aux voiles**

$$A_s = \frac{1.15 \times 79.64 \times 10^3}{400 \times 10^2} \quad A_s = 2.28 \text{ cm}^2 < 6.88 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Poutres principales solidaires aux voiles**

$$A_s = \frac{1.15 \times 46.92 \times 10^3}{400 \times 10^2} \quad A_s = 1.34 \text{ cm}^2 < 6.88 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Poutres Secondaire non solidaires aux voiles**

$$A_s = \frac{1.15 \times 41.15 \times 10^3}{400 \times 10^2} \quad A_s = 1.18 \text{ cm}^2 < 6.88 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Poutres Secondaire solidaires aux voiles**

$$A_s = \frac{1.15 \times 59.54 \times 10^3}{400 \times 10^2} \quad A_s = 1.71 \text{ cm}^2 < 9.23 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- ❖ **Sur le béton :** (Art A5.1.313, BAEL 91 modifie 99)

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Section (30} \times \text{35)} : \overline{T_u} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN}$$

Poutre	$T_u^{\max}$ (KN)	$\bar{T}_u$ (KN)	Observation
P.P Non Solidaire aux voiles	79.64	576	Condition vérifiée
P.P Solidaire aux voiles	46.92	576	Condition vérifiée
P.S Non Solidaire aux voiles	41.15	576	Condition vérifiée
P.S Solidaire aux voiles	59.54	576	Condition vérifiée

Tableau VI.13 : Vérification au cisaillement.

**D. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d} \frac{A_{si}}{A_s}$$

Quand toutes les barres sont de même diamètre, la formule devient :

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

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset$  : Périmètre utile des barres

- **Poutre Principale**

$$U_i = \pi \times \emptyset = \pi \times (12 + 14) = 81.64 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{79.64 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 81.64} \times \frac{4.62}{6.88} = 2.27 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}$$

Condition Vérifiée

- **Poutre Secondaire non solidaires aux voiles**

$$U_i = \pi \times \emptyset = \pi \times (12 \times 14) = 81.64 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{79.64 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 81.64} \times \frac{4.62}{6.88} = 2.27 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}$$

Condition Vérifiée

- **Poutre Secondaire solidaires aux voiles**

$$U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times (3 \times \pi \times 14) = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{59.54 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 263.76} = \mathbf{0.783 \text{ MPA}} < \overline{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ MPA}} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

**E. Ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 221)**

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :  $\tau_{su} = \mathbf{0.6 \Psi s^2 f_{t28}} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$

- Pour  $\varnothing_{12}$ :  $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{42.32 \text{ cm}}$
- Pour  $\varnothing_{14}$ :  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{49.38 \text{ cm}}$

Les armatures doivent avoir des crochets de longueur  $L_r$ , car la longueur de scellement dépasse la largeur du poteau, La longueur mesurée hors crochets est au moins égale  $0.4L_s$  pour les aciers HA.

- Pour  $\varnothing_{12}$ :  $L_r = \mathbf{0.4 l_s} = \mathbf{0.4 \times 42.32} = \mathbf{17 \text{ cm}}$
- Pour  $\varnothing_{14}$ :  $L_r = \mathbf{0.4 l_s} = \mathbf{0.4 \times 49.38} = \mathbf{20 \text{ cm}}$

**VI.2.3. Vérification à L'ELS**

**A. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art : A.5.3.4 BAEL 91 / 99 )**

Dans notre cas la fissuration considérée comme une fissuration peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est effectuée.

**B. Etat limite de résistance de béton en compression : (Art : A.4.5.3 BAEL 91/99)**

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \qquad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta \cdot d} \qquad \rho = \frac{100A}{b \cdot d}$$

## ❖ Poutres Principales

## • Poutre Principale non solidaires aux voiles

Localisation	Moment (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_{st}$ [MPa]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	
Travée	23.45	4.62	0.481	0.895	32.62	<b>177.22</b>	<b>5.43</b>	<b>15</b>	<b>348</b>	CV
Appuis	-48.29	6.88	0.716	0.877	25.65	<b>250.10</b>	<b>9.75</b>	<b>15</b>	<b>348</b>	CV

Tableau VI.14 : Vérifiions des contraintes

## • Poutre Principale solidaires aux voiles

Localisation	Moment (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_{st}$ [MPa]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	
Travée	12.24	4.62	0.481	0.895	32.62	<b>92.50</b>	<b>2.83</b>	<b>15</b>	<b>348</b>	CV
Appuis	-28.01	6.88	0.716	0.877	25.65	<b>145.06</b>	<b>5.65</b>	<b>15</b>	<b>348</b>	CV

Tableau VI.15 : Vérifiions des contraintes

## ❖ Poutres Secondaires

## • Poutre Secondaire non solidaires aux voiles

Localisation	Moment (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_{st}$ [MPa]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	
Travée	28.43	4.62	0.481	0.895	32.62	<b>214.86</b>	<b>6.58</b>	<b>15</b>	<b>348</b>	CV
Appuis	-31.60	6.88	0.716	0.877	25.65	<b>163.66</b>	<b>6.38</b>	<b>15</b>	<b>348</b>	CV

Tableau VI.16 : Vérifiions des contraintes

## • Poutre Secondaire solidaires aux voiles

Localisation	Moment (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_{st}$ [MPa]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	
Travée	25.98	4.62	0.481	0.895	32.62	<b>196.34</b>	<b>6.02</b>	<b>15</b>	<b>348</b>	CV
Appuis	-42.77	9.23	0.975	0.862	21.23	<b>167.98</b>	<b>7.91</b>	<b>15</b>	<b>348</b>	CV

Tableau VI.17 : Vérifiions des contraintes

### VI.3. Les voiles de contreventements :

#### Introduction :

Les voiles sont des murs porteurs utilisés pour reprendre les charges verticales et assurer la stabilité de la structure face aux efforts horizontaux comme les séismes. Leur ferrailage est conçu pour résister aux sollicitations dues aux charges permanentes, aux surcharges et aux actions sismiques. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

#### Le calcul de cette structure se divise en trois étapes :

- La répartition des sollicitations globales entre les différents refends.
- L'analyse des sollicitations dans chaque section de voiles.
- La détermination du ferrailage nécessaire.

#### Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

#### Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :

- Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques):
  - $G + Q \pm E$
  - $0.8G \pm E$
- Selon le BAEL 91 modifiée 99 :
  - ELU :  $1.35G + 1.5Q$
  - ELS :  $G+Q$

#### VI.3.1. Les calculs prendront en compte trois types de sollicitations :

- L'effort normal maximal avec le moment correspondant.
- L'effort normal minimal avec le moment correspondant.
- Le moment fléchissant maximal avec le moment correspondant.

#### ❖ Zones de ferrailage des voiles :

- Zone I : S-Sol / RDC
- Zone II : 1<sup>er</sup> étage / 2<sup>ème</sup> étage
- Zone III : 3<sup>ème</sup> étage / 4<sup>ème</sup> étage
- Zone IV : 5<sup>ème</sup> étage / 6<sup>ème</sup> étage / 7<sup>ème</sup> étage.

❖ **Les exigences du RPA 99 pour le ferrailage des voiles :**

**1- Armatures verticales (Article 7.7.4.1)**

L'effort de traction sur une partie tendue du voile doit être entièrement pris en charge par les armatures, avec un minimum de **0,20 % d'armatures** verticales. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux espacés au plus de l'épaisseur du voile. Les barres du dernier niveau doivent avoir des crochets en partie supérieure, tandis que les autres sont assemblées par recouvrement. Aux extrémités du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10 de la largeur** du voile, sans dépasser **15 cm**.

**2- Armatures horizontales (Art 7.7.4.2)**

Les barres horizontales doivent être équipées de crochets à **135° de longueur** équivalente à 10 fois le diamètre de la barre (**10φ**).

**3- Règles communes (Art 7.7.4.3)**

- Le pourcentage minimum d'armatures dans les trumeaux est de **0,15 % globalement et 0,10 % en zone courante**.

- L'**espacement** des barres horizontales et verticales doit être **inférieur** à la plus petite valeur entre 1,5 fois l'épaisseur du voile (**1,5a**) et **30 cm**.

- Les nappes d'armatures doivent être connectées par au moins **4 épingles** par mètre carré.

- Les barres horizontales dans chaque nappe doivent être orientées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile ( $\phi < e/10$ ).

❖ **Les longueurs de recouvrement sont :**

**40φ** pour les barres dans les zones de **renversement des efforts**.

**20φ** pour les barres dans les zones **comprimées sous toutes les combinaisons de charges**

❖ **Méthode de calcul des armatures :**

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes :

**A. Détermination du diagramme des contraintes**

Les contraintes maximales et minimales sont obtenues à partir des sollicitations les plus défavorables. Elles peuvent être extraites directement du logiciel « ETABS » (S22 en [KN/m<sup>2</sup>]) ou calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}, \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

- **M** : Moment dans le voile
- **N** : Effort normal dans le voile
- **V'** : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée
- **V** : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue (avec  $V=V'=L/2B=$

- $B = L - e$  : Section du voile
- $I$  : Moment d'inertie du voile

Ces formules permettent de calculer les contraintes nécessaires pour dimensionner les armatures verticales du voile.

**B. Décomposer le diagramme obtenu une largeur utile (d) : (Art. 7.7.4 du RPA99).**

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} Lc \right)$$

Avec :

- $Lc$  : la longueur de la zone comprimée
- $h_e$  : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considérée.

Où :

- Pour une **S.E.C** :  $Lc = L$  (longueur totale du voile)
- Pour une **S.P.C** :  $Lc = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + |\sigma_{\min}|} \cdot L$  ( $\sigma_{\min}$  est à prendre en valeur absolue)
- Pour une **S.E.T** :  $Lc = 0$  m.

Avec :

La longueur de la zone tendue :  $L_t = L - Lc$

**C. Détermination des diagrammes des contraintes :**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**).
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).
- Section partiellement tendue (**S.P.T**) ou pareillement comprime (**S.P.C**).

Section	Diagrammes des contraintes	L'effort normal N1	L'effort normal N2
<p><b>SET</b></p> <p><math>\sigma_{max}, \sigma_{min} &gt; 0</math></p>		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \times d2 \times e$
<p><b>SEC</b></p> <p><math>\sigma_{max}, \sigma_{min} &lt; 0</math></p>		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \times d2 \times e$
<p><b>SPT</b></p> <p><math>\sigma_{max} &gt; 0,</math> <math>\sigma_{min} &lt; 0</math></p> <p><b>SPC</b></p> <p><math>\sigma_{max} &lt; 0,</math> <math>\sigma_{min} &gt; 0</math></p>		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_1)}{2} \times d2 \times e$
		$N1 = \frac{(\sigma_{min} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_1)}{2} \times d2 \times e$

Avec :

- **d1** et **d2** : Largeurs des sections à utiliser.
  - **e** : Épaisseur du voile.
  - **σ<sub>max</sub>** : Contrainte maximale dans la section.
  - **σ<sub>min</sub>** : Contrainte minimale dans la section.
- σ<sub>1</sub>, σ<sub>2</sub>** : Contraintes intermédiaires dans le diagramme

**D. Calcul des sections d'armature**

▪ **Armatures verticales :**

-Section entièrement tendue :  $A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$

-Section entièrement comprimé :  $A_{vi} = \frac{N_{ui} - f_{t28}}{\sigma_s}$

-Section partiellement tendue ou partiellement comprimée :  $A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$

▪ **Armatures horizontales :**

-Selon l'article A.8.2, 41 du BAEL 91 : **A<sub>H</sub> = 1/4 A<sub>adoptée</sub>.**

-Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 : **A<sub>H-min</sub> = 0.15%.L.e**

Donc :

$$A_{H-calculée} = \max (A_{H-BAEL} ; A_{H-min-RPA})$$

- **Armatures transversales :**

Selon Art. 7.7.4.3 du RPA 99 les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m<sup>2</sup>.

D'où :

$A_{tr \text{ adoptée}} = 4 \text{ épingles de HA8/m}^2$ .

- **Sections minimales des armatures verticales**

- **Section entièrement comprimée**

-Selon l'article A.8.1, 21 du BAEL 91 :  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , ou :  $0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$

-Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 :  $A_{\min} \geq 0.15\%B$ .

Avec :

- B : Section du tronçon considéré.

- **Section entièrement ou partiellement tendue :**

- Selon l'article A.4.2, 1 du BAEL 91 (Condition de non-fragilité) :  $A_{\min} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

- Selon l'article 7.7.4.1 du RPA 99 :  $A_{\min} \geq 0.2\%B$ .

D'où :

$$A_{\min} = \max (A_{\min\text{-RPA}} ; A_{\min\text{-BAEL}})$$

### VI.3.2. Vérifications des contraintes à l'ELU :

#### A. Contraintes limites de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  ne doit pas dépasser la valeur de la contrainte admissible.

L'effort tranchant « Vu » est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement « S12 » par la section sur laquelle elle agit ( $V_u = S12 \times L \times e$ ).

- Selon l'art A.5.1 ,211 du BAEL 91 révisées 99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

D'où Vu est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

- Selon l'art 7.7.2 du RPA 91 / modifié 2003

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

- $\bar{V} = 1.4 \times V_u$
- $b_0$  : épaisseur du voile
- $d = 0.9h$  : hauteur utile.

### VI.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

#### A. Calcul de ferrailage et vérifications :

- Les voiles longitudinale (X-X) :
  - ❖ Voile 1m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)	4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)	1.00	1.00	1.00	1.00
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m <sup>2</sup> )	0.25	0.25	0.25	0.25
	He	4.080	3.060	3.060	3.060
	h	3.73	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)	89.950	9.480	11.150	39.110
	N <sub>ser</sub> (kN)	752.53	647.71	515.60	339.02
	V <sub>u</sub> (kN)	125.930	13.272	15.610	54.754
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1552.580	1231.660	858.560	174.170
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-4358.230	-3857.470	-3188.350	-2286.160
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400.00	400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>	0.26	0.24	0.21	0.07
	L <sub>t</sub>	0.74	0.76	0.79	0.93
	d adopté	0.18	0.16	0.14	0.11
	d2 = L <sub>t</sub> - d adopté	0.56	0.60	0.65	0.82
	$\sigma_1$	-3294.284	-3036.363	-2615.977	-2015.524
	N <sub>1</sub>	172.18	139.04	102.62	59.15
	N <sub>2</sub>	229.50	226.45	211.38	206.39

armatures verticales	$A_{v1}$ calculer (cm <sup>2</sup> )		4.30	3.48	2.57	1.48
	$A_{v2}$ calculer (cm <sup>2</sup> )		5.74	5.66	5.28	5.16
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		3.46	0.36	0.43	1.51
	$A'v1$ /bande (cm <sup>2</sup> )		5.17	3.57	2.67	1.86
	$A'v2$ /bande (cm <sup>2</sup> )		6.60	5.75	5.39	5.54
armatures minimales	$A_{min}$ /bande (cm <sup>2</sup> )		2.30	2.12	1.86	0.62
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	6.78	4.71
	$A'v2$ adopté (cm <sup>2</sup> )		9.05	9.05	9.05	6.28
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*(3HA12)	2*(3HA12)	2*(3HA12)	2*(3HA10)
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*(4HA12)	2*(4HA12)	2*(4HA12)	2*(4HA10)
	ST<=min (1,5a ;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7	7	7
	Bande 2	15	15	15	15	
Armatures horizontales	AH (cm2)		3.75	3.75	3.75	3.75
	AH adopté (cm2)		9.42	9.42	9.42	9.42
	Choix de la section /ml		2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.560	0.059	0.069	0.243
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	$\tau_u$	0.400	0.042	0.050	0.174
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	0.030	0.026	0.021	0.014

## ❖ Voile 1.30 m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)		1.30	1.30	1.30	1.30
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m <sup>2</sup> )		0.325	0.325	0.325	0.325
	He		4.080	3.060	3.060	3.060
	h		3.73	2.71	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T(kN)		89.670	114.480	161.790	176.680
	N <sub>ser</sub> (kN)		572.10	457.25	340.71	209.82
	Vu (kN)		125.538	160.272	226.506	247.352
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		1097.590	538.090	419.390	1198.140
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		-3710.940	-3305.370	-3124.460	-2977.750
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>		0.30	0.18	0.15	0.37
	L <sub>t</sub>		1.00	1.12	1.15	0.93
	d adopté		0.20	0.18	0.12	0.12
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d adopté		0.80	0.94	1.03	0.81
	σ <sub>1</sub>		-2971.166	-2773.199	-2797.335	-2592.283
	N <sub>1</sub>		167.05	136.77	88.83	83.55
	N <sub>2</sub>		298.33	235.34	256.17	241.50
armatures verticales	A <sub>v1</sub> calculer (cm <sup>2</sup> )		4.18	3.42	2.22	2.09
	A <sub>v2</sub> calculer (cm <sup>2</sup> )		7.46	5.88	6.40	6.04
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		3.45	4.41	6.23	6.80
	A' <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		5.04	4.52	3.78	3.79
	A' <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		8.32	6.99	7.96	7.74
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		2.60	1.59	1.35	3.26
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		9.05	9.05	9.05	6.28
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		11.31	11.31	11.31	7.85
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*(4HA12)	2*(4HA12)	2*(4HA12)	2*(4HA10)
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*(5HA12)	2*(5HA12)	2*(5HA12)	2*(5HA10)

	ST ≤ min (1,5a ; 30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7	7	7
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		4.88	4.88	4.88	4.88
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		9.42	9.42	9.42	9.42
	Choix de la section/ ml		2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10
Armatures transversales	Espacement st (cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Véification	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.429	0.548	0.774	0.846
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	$\tau_u$	0.307	0.391	0.553	0.604
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	0.018	0.014	0.010	0.006

## ❖ VOILE 2.75 m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)	4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)	2.75	2.75	2.75	2.75
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m <sup>2</sup> )	0.6875	0.6875	0.6875	0.6875
	He	4.080	3.060	3.060	3.060
	h	3.73	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)	24.300	12.320	25.590	92.430
	N <sub>ser</sub> (kN)	625.38	520.18	397.71	251.01
	V <sub>u</sub> (kN)	34.020	17.248	35.826	414.086
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1342.000	893.130	672.160	1496.000
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-3606.960	3385.000	-3006.000	-2564.000
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400.00	400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>	0.75	0.57	0.50	1.01
	L <sub>t</sub>	2.00	2.18	2.25	1.74
d adopté	0.50	0.40	0.34	0.40	

	$d_2 = L_t - d$ adopté		1.50	1.78	1.91	1.34
	$\sigma_1$		-2707.149	2762.727	-2551.246	-1973.455
	$N_1$		394.63	307.39	236.18	226.87
	$N_2$		509.04	613.29	608.30	329.74
armatures verticales	$A_{v1}$ calculer (cm <sup>2</sup> )		9.87	7.68	5.90	5.67
	$A_{v2}$ calculer (cm <sup>2</sup> )		12.73	15.33	15.21	8.24
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		0.94	0.47	0.99	9.79
	$A'_{v1}$ /bande (cm <sup>2</sup> )		10.10	7.80	6.15	8.12
	$A'_{v2}$ /bande (cm <sup>2</sup> )		12.96	15.45	15.45	10.69
armatures minimales	$A_{min}$ /bande (cm <sup>2</sup> )		6.52	5.02	4.40	5.64
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'_{v1}$ adopté (cm <sup>2</sup> )		13.56	13.56	13.56	13.56
	$A'_{v2}$ adopté (cm <sup>2</sup> )		18.10	18.10	18.10	18.10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*(6HA12)	2*(6HA12)	2*(6HA12)	2*(6HA12)
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*(8HA12)	2*(8HA12)	2*(8HA12)	2*(8HA12)
	ST ≤ min (1,5a ; 30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
	Bande 2	20	20	20	20	
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		10.31	10.31	10.31	10.31
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		13.56	13.56	13.56	13.56
	Choix de la section/ ml		2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.047	0.024	0.050	0.180
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	$\tau_u$	0.034	0.017	0.036	0.128
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	0.008	0.007	0.005	0.003

Les voiles transversale (Y-Y) :

❖ Voile 3.25 m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)		4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)		3.25	3.25	3.25	3.25
	e (m)		0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )		0.65	0.65	0.65	0.65
	He		4.080	3.060	3.060	3.060
	h		3.73	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)		12.980	17.680	18.290	82.410
	N <sub>ser</sub> (kN)		313.19	257.07	195.27	122.76
	Vu (kN)		18.172	24.752	25.606	115.374
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		1097.200	562.850	396.180	623.820
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		-1972.290	-1084.270	-759.820	-880.970
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>		1.16	1.11	1.11	1.35
	L <sub>t</sub>		2.09	2.14	2.14	1.90
	d <sub>adopté</sub>		0.85	0.90	0.90	0.81
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1.24	1.24	1.24	1.09
	$\sigma_1$		-1169.500	-628.144	-439.697	-505.930
	N <sub>1</sub>		267.05	154.12	107.96	112.34
	N <sub>2</sub>		144.82	77.85	54.35	55.28
armatures verticales	A <sub>v1</sub> calculer (cm <sup>2</sup> )		6.68	3.85	2.70	2.81
	A <sub>v2</sub> calculer (cm <sup>2</sup> )		3.62	1.95	1.36	1.38
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.50	0.68	0.70	3.17
	A' <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		6.80	4.02	2.87	3.60
	A' <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		3.75	2.12	1.53	2.18
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		8.13	7.77	7.80	9.43
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		20.36	20.36	20.36	20.36
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		15.84	15.84	15.84	15.84
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*(9HA12)	2*(9HA12)	2*(9HA12)	2*(9HA12)
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*(7HA12)	2*(7HA12)	2*(7HA12)	2*(7HA12)

	ST ≤ min (1.5a ; 30 cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	AH (cm <sup>2</sup> )		9.75	9.75	9.75	9.75
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		13.56	13.56	13.56	13.56
	choix de la section/ ml		2*(6HA12)	2*(6HA12)	2*(6HA12)	2*(6HA12)
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Véification	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.027	0.037	0.038	0.173
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	$\tau_u$	0.019	0.027	0.027	0.124
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	0.004	0.003	0.003	0.002

## ❖ Voile 3.75 m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)	3.75	3.75	3.75	3.75
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )	0.75	0.75	0.75	0.75
	He	4.080	3.060	3.060	3.060
	h	3.73	2.71	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T(kN)	13.310	14.470	26.720	43.770
	N <sub>ser</sub> (kN)	379.67	323.74	243.89	153.13
	V <sub>u</sub> (kN)	69.878	75.968	140.280	229.793
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	875.540	591.250	435.900	584.320
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-1484.550	-1024.870	-648.400	-640.820
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400.00	400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>	1.39	1.37	1.51	1.79
	L <sub>t</sub>	2.36	2.38	2.24	1.96
	d adopté	0.85	0.91	1.01	0.83
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d adopté	1.51	1.46	1.24	1.13

	$\sigma_1$		-949.596	-630.703	-357.800	-369.656
	$N_1$		206.90	151.42	101.13	83.87
	$N_2$		143.28	92.30	44.28	41.83
armatures verticales	$A_{v1}$ calculer (cm <sup>2</sup> )		5.17	3.79	2.53	2.10
	$A_{v2}$ calculer (cm <sup>2</sup> )		3.58	2.31	1.11	1.05
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		1.92	2.09	3.86	6.32
	$A'v1$ /bande (cm <sup>2</sup> )		5.65	4.31	3.49	3.68
	$A'v2$ /bande (cm <sup>2</sup> )		4.06	2.83	2.07	2.63
armatures minimales	$A_{min}$ /bande (cm <sup>2</sup> )		9.74	9.60	10.55	12.52
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm <sup>2</sup> )		20.36	20.36	20.36	20.36
	$A'v2$ adopté (cm <sup>2</sup> )		18.10	18.10	18.10	18.10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*(9HA12)	2*(9HA12)	2*(9HA12)	2*(9HA12)
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*(8HA12)	2*(8HA12)	2*(8HA12)	2*(8HA12)
	ST<=min (1,5a ;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	AH (cm2)		11.25	11.25	11.25	11.25
	AH adopté (cm2)		13.56	13.56	13.56	13.56
	Choix de la section/ ml		2*(6HA12)	2*(6HA12)	2*(6HA12)	2*(6HA12)
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	$\tau_b$	0.025	0.027	0.049	0.081
	$\bar{\tau}_u = 2,5MPa$	$\tau_u$	0.018	0.019	0.035	0.058
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	0.005	0.004	0.003	0.002

# **Chapitre VII**

Étude de l'infrastructure

## Introduction

Les fondations servent à soutenir un bâtiment en transférant son poids vers le sol. Elles doivent résister à plusieurs types de forces : le poids vertical du bâtiment, des poussées horizontales comme celles causées par un séisme, et des efforts de rotation qui peuvent agir dans différentes directions.

Il existe différents types de fondations, qui sont choisies en fonction de la nature du sol et de la profondeur du bon sol porteur

- **Les fondations superficielles**

Sont utilisées lorsque le sol en surface a une bonne capacité portante. Elles transmettent directement les charges au sol. Les types les plus courants sont : **les semelles isolées, les semelles filantes, et les radiers.**

- **Les fondations semi-profondes**

Sont adaptées aux sols de capacité moyenne ou lorsque le bon sol se trouve à une profondeur modérée (généralement entre 2 et 5 mètres). On utilise alors des **puits**.

- **Les fondations profondes**

Sont nécessaires lorsque le sol en surface est très peu résistant ou lorsque le bon sol est situé à grande profondeur (souvent **plus de 10 mètres**). Dans ce cas, On utilise **des pieux**

### VII.1. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation dépend principalement d'une étude approfondie du sol, qui permet d'évaluer sa capacité portante.

Les résultats de cette analyse ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$
- Il n'y a pas de nappe phréatique présente, ce qui signifie qu'il n'existe aucun risque de remontée d'eau

### VII.2. Choix du type de fondation

Le type de fondation dépend du bâtiment à construire et des caractéristiques du terrain. Plusieurs éléments sont pris en compte pour faire ce choix :

La stabilité du bâtiment, la facilité des travaux, la résistance du sol, le poids du bâtiment et les risques de tassement.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

**Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques):**

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

**Selon le BAEL 91 modifiée 99 :**

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

## VII.3. Dimensionnement

### VII.3.1. Semelles isolées sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal (  $N_s$  max ) qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{Smax}}{\sigma_s}$$

Avec :

- $N_{smax}$  : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS
- $S$  : Surface de la semelle ( $S = A \times B$ )
- $\bar{\sigma}_{sol}$  : contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k ; \quad \frac{45}{45} = 1 \quad \text{Avec } A = B$$

$$\text{Donc : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_s}}$$

Avec :

$$N_s = 1068.71$$

$$\sigma_s = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPa} = \mathbf{200 \text{ KN/m}^2}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1068.71}{200}} = 2.31 \text{ m} ; \quad A = B = \mathbf{2.50 \text{ m}}$$

### Conclusion

Les dimensions importantes des semelles isolées provoquent un chevauchement, ce qui justifie le passage aux semelles filantes.

**VII.3.2. Semelles filantes :****➤ Prédimensionnement des semelles filantes****• Sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec :  $N_s = G+Q$

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} ; \quad B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**❖ Sens transversale**

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B (m)	S = B x L (m2)
VL1	3.70	1061.31	1.44	5.32
VL2	3.70	928.52	1.26	4.66
VL3	4.20	1464.5	1.75	7.35
VL4	4.20	1535.29	1.83	7.69
VL5	1.30	743.03	2.86	3.72
<b>Total (m2)</b>				<b>28.74</b>

**Tableau VII.1 :** Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversale)

## ❖ Sens longitudinal

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B (m)	S = B x L (m2)
VT1	1.00	746.26	3.74	3.74
VT2	1.00	754.64	3.77	3.77
VT3	1.00	733.84	3.66	3.66
VT4	1.00	693.6	3.47	3.47
VT5	1.30	762.11	2.93	3.81
VT6	1.30	729.27	2.80	3.64
VT7	3.20	2024.38	3.16	10.11
<b>Total (m2)</b>				<b>32.20</b>

Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 28.74 + 32.20 \quad ; \quad S_v = \mathbf{60.94 \text{ m}^2}$$

## • Sous poteaux

## ❖ Etape de calcul

Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

Détermination des coordonnées de la structure  $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$

Détermination de la hauteur de la semelle :  $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$

Avec :  $L$  : distance entre nus des poteaux.

Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- Si  $e \leq \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.

- Si  $e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6ei}{L} \right) = q \left( \frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6ei}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6ei}{L} \right) = q \left( \frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6ei}{L} \right)$$

Détermination de la largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

Poteaux	Nser (KN)	Mi (KN.m)	ei (m)	Nser x ei (KNm)
C38	1022.35	11.253	9.35	9558.97
C43	916.38	0.412	5.15	4719.35
C42	686.81	1.993	1.15	789.83
C41	592.92	2.396	-1.85	-1096.90
C40	544.06	0.383	-5.65	-3073.94
C39	689.18	-1.517	-9.35	-6443.83
<b>Somme</b>	<b>4451.70</b>	<b>14.92</b>		<b>4453.48</b>

**Tableau VII.3 : Résultante des charges sous poteaux.**

La charge totale transmise par les poteaux est :  $R = \sum N_i = 4451.70 \text{ KN}$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{L}{6} = \frac{19.10}{6} = 3.18 \text{ m}$$

$$e_i = \frac{4453.48 + 14.92}{4451.70} = 1.003 \text{ m}$$

$e_i = 1.003 \text{ m} < e = 3.18 \text{ m} \rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$$q_{max} = \frac{4451.70}{19.10} \left( 1 + \frac{6 \times (0.1003)}{19.10} \right) = 240.41 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{4451.70}{19.10} \left( 1 - \frac{6 \times (0.1003)}{19.10} \right) = 225.73 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{4451.70}{10.10} \left( 1 + \frac{3 \times (0.1003)}{19.10} \right) = 236.74 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{236.74}{200} = 1.18 \text{ m}$$

On prend :  $B = 1.20 \text{ m}$

**Nous aurons : La surface totale sous poteaux notée  $S_p$  :**

$$S_p = B \times L \times n = 1.20 \times 19.10 \times 6 = 137.52 \text{ m}^2.$$

Avec  $n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

➤ **La surface totale occupée par les semelles filantes est**

$$S_t = S_p + S_v = 137.52 + 60.94 = 198.46 \text{ m}^2.$$

➤ **La surface totale de la structure :**

$$S_{tb} = 19.10 \times 16.71 = 319.16 \text{ m}^2$$

**Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :**

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{198.46}{319.16} = 62.18 \% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

### Conclusion

Les semelles sont trop larges et se chevauchent, leur superficie dépasse 50 % de celle du bâtiment. Un radier général est donc la solution la plus adaptée.

## VII.4. Etude du radier général

Le radier est un type de fondation qui se comporte comme un plancher inversé. Il est soutenu par les poteaux de la structure et repose sur le sol, qui exerce une réaction réduite par le poids propre du radier. Ce système de fondation présente plusieurs avantages et capacités :

- Assure une bonne résistance aux forces agissant dans le plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

### ❖ Pré dimensionnement du radier

**Condition de vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \Rightarrow \quad h \geq 3 \sqrt{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

- **L<sub>e</sub>** : Longueur élastique
- **K** : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K= 40 MPa** pour un sol moyen
- **I** : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)
- **E** : Module de déformation longitudinale déferée
- **L<sub>max</sub>** : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq 3 \sqrt{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.20\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}}$$

$$h \geq 0.82 \text{ m}$$

- Selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad ; \quad \frac{420}{8} \leq h_n \leq \frac{420}{5} \quad ; \quad 52.5 \text{ cm} \leq h_n \leq 84 \text{ cm}$$

On prend :  $h_n = 85 \text{ cm}$

❖ Largeur de la nervure :

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 \times h_n$$

$$0.4 \times 85 \leq b_n \leq 0.7 \times 85 \quad ; \quad 34 \text{ cm} \leq b_n \leq 59.50 \text{ cm}$$

On opte pour :  $b_n = 55 \text{ cm}$

❖ Dalle de radier :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow \text{Avec : une hauteur minimale de 30 cm}$$

$$h_d \geq \frac{420}{20} = 21.00 \text{ cm}$$

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

❖ Epaisseur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$8.40 \text{ cm} \leq h_t \leq 10.50 \text{ cm}$$

soit :  $h_t = 10 \text{ cm}$

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- La hauteur de la nervure :  $h_n = 85 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure :  $b_n = 55 \text{ cm}$
- La hauteur de la dalle de radier :  $h_d = 30 \text{ cm}$
- Epaisseur de la dalle flottante :  $h_t = 10 \text{ cm}$

### VII.5. Calcul de la surface nécessaire au radier

Charge permanente :  $G_{\text{batim}} = 31141.85 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :  $Q_{\text{batim}} = 4993.69 \text{ KN}$

**a) Combinaison d'actions**

- Selon l'état limite ultime :

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 31141.85) + (1.5 \times 4993.69)$$

$$N_U = 49532.03 \text{ KN}$$

- Selon l'état limite de service :

$$N_S = G + Q = (31141.85) + (4993.69)$$

$$N_S = 36135.54 \text{ KN}$$

**b) Détermination de la surface du radier**

- Selon l'état limite ultime :

$$S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{49532.03}{1.33 \times 200} = 186.21 \text{ m}^2$$

- Selon l'état limite de service :

$$S_{rad}^{ELS} = \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{36135.54}{200} = 180.68 \text{ m}^2$$

$$D'où : S_{radier} = \max ( S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS} ) = (186.21 ; 180.68) = 186.21 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 319.16 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 186.21 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

On remarque que la surface de bâtiment totale est supérieure à la surface nécessaire du radier dans ce cas on prévoit un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left( \frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \left( \frac{85}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 42.5 \text{ cm}$$

soit un débord de :  $L_{\text{deb}} = 45 \text{ cm}$

$$S_{\text{deb}} = P \cdot L_{\text{deb}} = 71.62 \times 0.45 \Rightarrow S_{\text{deb}} = 32.23 \text{ m}^2$$

Avec :

P : périmètre du bâtiment.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 319.16 + 32.23 \Rightarrow S_{\text{rad}} = 351.39 \text{ m}^2$$

## VII.6. Calcul des sollicitations à la base du radier

### VII.6.1. Charge permanente

- Poids du bâtiment :  $G_{\text{bat}} = 31141.85 \text{ KN}$
- $P_{\text{radier}}$  = poids de la dalle de radier + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

#### a) Poids de la dalle de radier

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 351.39 \times 0.3 \times 25 = 2635.43 \text{ KN}$$

#### b) Poids de la nervure

$$P_{\text{nervure}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{nervure}} = 0.55 (0.85 - 0.3) \times (16.71 \times 6 + 19.10 \times 6) \times 25 = 1624.88 \text{ KN}$$

#### c) Poids de TVO (remblai)

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = b \times (L_x n_x + L_y n_y) = 0.55 \times 214.86 ; S_{\text{nerv}} = 118.17 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } P_{\text{TVO}} = (351.39 - 118.17) \times (0.85 - 0.30) \times 17$$

$$P_{\text{TVO}} = 2181.26 \text{ KN}$$

#### d) Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times e_p \times \rho_{\text{beton}} = (351.39 - 118.17) \times 0.10 \times 25$$

$$P_{\text{dalle.f}} = 583.05 \text{ KN}$$

Enfin :

$$G_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{ner}} + P_{\text{tvo}} + P_{\text{dalle.F}}$$

$$G_{\text{radier}} = 2635.43 + 1624.88 + 2181.26 + 583.05$$

$$G_{\text{radier}} = 7024.62 \text{ KN}$$

### VII.6.2. Surcharge d'exploitation

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q_{\text{bat}} = 4993.69 \text{ KN}$$

Surcharge du radier

$$Q_{\text{rad}} = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{rad}} = 2.5 \times 351.39$$

$$Q_{\text{rad}} = 878.48 \text{ KN}$$

#### a) Poids total de la structure

$$G_T = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 31141.85 + 7024.62$$

$$G_T = 38166.47 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 4993.69 + 878.48$$

$$Q_T = 5872.17 \text{ KN}$$

#### ❖ Combinaison d'action

##### • Selon l'état limite ultime

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 38166.47) + (1.5 \times 5872.17)$$

$$N_u = 60332.99 \text{ KN}$$

##### • Selon l'état limite de service :

$$N_s = G + Q = (38166.47) + (5872.17)$$

$$N_s = 44038.64 \text{ KN}$$

## VII.7. Vérifications

### a- Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1,221)

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

- $b = 85 \text{ cm}$
- $d = 0.9h_d = 27 \text{ cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{60332.99 \times 1.00}{351.39} \times \frac{4.20}{2} = 360.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{360.56 \times 10^3}{1000 \times 270} \Rightarrow \tau_u = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.33 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### b- Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \cdot \mathbf{h}$$

Avec :

- $\mathbf{M}_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;
- $\mathbf{T}_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;
- $\mathbf{h}$  : Profondeur de l'infrastructure.

-Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

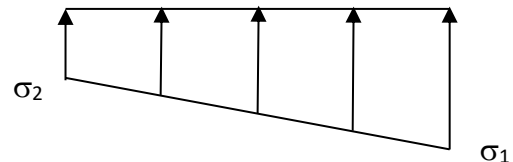


Figure VII.1 : Diagramme des contraintes

Avec :

- $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$
- $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$ 
  - **Calcul du centre de gravité du radier**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

- $S_i$  : Aire du panneau considéré.
- $X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

Vu que la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (X-X ; Y-Y)

$$X_G = \frac{\text{largeur du bâtiment}}{2} = \frac{16.71}{2} \Rightarrow X_G = 8.36 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{\text{longueur du bâtiment}}{2} = \frac{19.10}{2} \Rightarrow Y_G = 9.55 \text{ m.}$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{16.71 \times 19.10^3}{12} \Rightarrow I_{XX} = 9702.76 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{19.10 \times 16.71^3}{12} \Rightarrow I_{YY} = 7426.45 \text{ m}^4$$

❖ **Sens longitudinal**

$$M_X = 159.17 + 599.83 \times 0.85 \Rightarrow M_X = 669.03 \text{ KN.m}$$

- **Selon l'état limite ultime :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{60332.99}{351.39} + \frac{669.03}{7426.45} \times 8.36 \Rightarrow \sigma_1 = 172.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{60332.99}{351.39} - \frac{669.03}{7426.45} \times 8.36 \Rightarrow \sigma_2 = 170.94 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 172.45 + 170.94}{4} \Rightarrow \sigma_m = 172.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 172.07 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Selon l'état limite de service :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{44038.64}{351.39} + \frac{669.03}{7426.45} \times 8.36 \Rightarrow \sigma_1 = 126.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{44038.64}{351.39} - \frac{669.03}{7426.45} \times 8.36 \Rightarrow \sigma_2 = 124.57 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 126.08 + 124.57}{4} \Rightarrow \sigma_m = 125.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 125.70 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Sens transversal

$$M_y = 208.99 + 382.96 \times 1.2 \Rightarrow M_y = 668.54 \text{ KN.}$$

- Selon l'état limite ultime :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{60332.99}{351.39} + \frac{668.54}{9702.76} \times 9.55 \Rightarrow \sigma_1 = 172.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{60332.99}{351.39} - \frac{668.54}{9702.76} \times 9.55 \Rightarrow \sigma_2 = 171.04 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 172.36 + 171.07}{4} \Rightarrow \sigma_m = 172.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 172.04 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Selon l'état limite de service :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{44038.64}{351.39} + \frac{668.54}{9702.76} \times 9.55 \Rightarrow \sigma_1 = 125.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{44038.64}{351.39} - \frac{668.54}{9702.76} \times 9.55 \Rightarrow \sigma_2 = 124.66 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 125.98 + 124.66}{4} \Rightarrow \sigma_m = 125.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 125.65 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## c- Poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w$$

Avec :

- **P** : Poids total à la base du radier.
- **F<sub>s</sub> = 1.50**: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.
- **γ<sub>w</sub> = 10 kN/m<sup>3</sup>** : Poids volumique de l'eau.
- **h = 0.85 m**: Profondeur de l'infrastructure.
- **S = 351.39m<sup>2</sup>** : Surface du radier.

Donc :

$$60332.99 \text{ KN} \geq 4480.22 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

**d- Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28}$$

- **Vérification pour les poteaux :**

$$N_u = 1470.59 \text{ KN}$$

$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.85) \times 2 = 5.20 \text{ m}$$

$$0.045 \times U_c \times f_{c28} = 0.045 \times 5.2 \times 25000 = 6300 \text{ KN}$$

$$N_u = 1470.59 \text{ KN} < 6300 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification pour les voiles :** On considère une bonde de 1 ml du voile

$$e = 20 \text{ cm}, b = 1 \text{ ml}, N_u = 2774.29 \text{ KN}$$

$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0.20 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.40 \text{ m}$$

$$0.045 \times U_c \times f_{c28} = 0.045 \times 6.40 \times 25000 = 7200 \text{ KN}$$

$$N_u = 2774.29 \text{ KN} < 7200 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## VII.8. Ferrailage du radier

### VII.8.1. Ferrailage du radier

Dans le cadre du ferrailage du radier, les méthodes présentées dans le (BAEL 91, modifié 99) sont mises en œuvre ; le radier est traité comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. L'étude s'appuie sur la méthode des panneaux encastres sur quatre appuis.

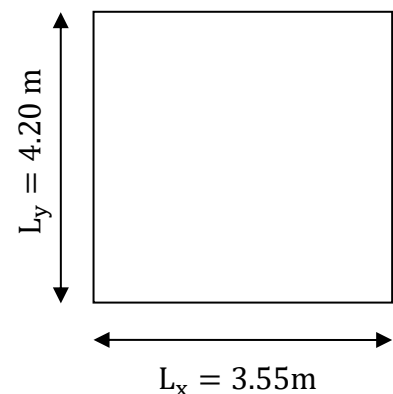
#### A. Identification du panneau le plus sollicité :

##### Remarque

Les panneaux étant exposés à des charges voisines, il est nécessaire d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter son application. Ainsi, les calculs seront réalisés pour le panneau le plus sollicité, et le même ferrailage sera ensuite utilisé pour l'ensemble du radier. Les dimensions du panneau le plus sollicité sont les suivantes :

$$L_x = 3.55 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_y = 4.20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.55}{4.20} = 0.84$$



**$0.4 \leq \rho = 0.84 \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens**

Lors du calcul du ferrailage, on doit retirer de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$  la contrainte associée au poids propre du radier, qui est directement soutenu par le sol.

- **Selon l'état limite ultime :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(172.45; 171.04) \Rightarrow \sigma_m = 172.45 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(172.45 - \frac{7024.62}{351.39}\right) \times 1\text{m} \Rightarrow q_u = 152.46 \text{ KN/ml}$$

- **Selon l'état limite de service :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(126.08; 125.98) \Rightarrow \sigma_m = 126.08 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(126.08 - \frac{7024.62}{351.39}\right) \times 1\text{m} \Rightarrow q_s = 106.09 \text{ KN/ml}$$

### **B. Calcul à l'état limite ultime :**

- **Calcul des sollicitations**

On a:  $\rho = 0.84$  et  $v = 0$

$$\text{A l'ELU} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.052 \\ \mu_y = 0.667 \end{cases}$$

### **Moments fléchissant**

**-Suivant (x-x)**

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.052 \times 152.46 \times 3.55^2 \Rightarrow M_{0x} = 99.91 \text{ KN.m}$$

**-Suivant (y-y)**

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.667 \times 99.91 \Rightarrow M_{0y} = 66.64 \text{ KN.m}$$

### **Remarque :**

Dans le but de prendre en compte le semi-encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront corrigés en considérant un panneau intermédiaire avec un coefficient de (-0,5) pour les appuis et de 0,75 pour les travées

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 99.91 \Rightarrow M_{tx} = 74.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 66.64 \Rightarrow M_{ty} = 49.98 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 99.91 \Rightarrow M_{ax} = -49.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 66.64 \Rightarrow M_{ay} = -33.32 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :

- **b = 100 cm**
- **h = 30 cm**
- **d = 27 cm**

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	β	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	st (cm)
X-X	Appuis	49.95	0.048	0.975	SSA	<b>5.45</b>	6HA12 = 6.78	<b>20</b>
	Travée	74.93	0.072	0.963	SSA	<b>8.28</b>	6HA14 = 9.23	<b>20</b>
Y-Y	Appuis	33.32	0.032	0.984	SSA	<b>3.60</b>	5HA12 = 5.65	<b>25</b>
	Travée	49.98	0.048	0.975	SSA	<b>5.45</b>	5HA12 = 5.65	<b>25</b>

**Tableau VII.4 :** Ferraillage du panneau de dalle du radier

### VII.8.2. Vérifications à l'ELU

#### A. Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)

Armatures parallèles au petit coté

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \frac{bd\omega_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x^{min} \geq \frac{100 \times 27 \times 0.0008(3 - 0.84)}{2} = 2.33 \text{ cm}^2$$

Avec :

- ω<sub>0</sub> : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm

- $b=100\text{cm}$  ;  $d=27\text{ cm}$  ;  $\rho=0.84$

Sens	Zone	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
X-X	Appuis	6.78	2.33	Condition vérifiée
	Travée	9.23		Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	5.65		Condition vérifiée
	Travée	5.65		Condition vérifiée

**Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité**

### B. Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'espacement entre les armatures d'une même nappe ne doit pas aller au-delà des valeurs suivantes, h désignant l'épaisseur totale de la dalle.

- Suivant (x-x) :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min\{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Suivant (y-y) :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{ cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### C. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{35}{10} \Rightarrow \varphi_{\max} \leq 35\text{ mm}$$

$$\varphi_{\text{adopté}} = 14\text{ mm} < 35\text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

### VII.8.3. Vérification à l'ELS

On a:  $\rho = 0.84$  et  $v = 0.2$

$$\Rightarrow \text{A l'ELS} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0589 \\ \mu_y = 0.764 \end{cases}$$

#### A. Moments fléchissant :

- Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0589 \times 106.09 \times 3.55^2 \Rightarrow M_{0x} = 78.75\text{ KN.m}$$

- Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.764 \times 78.75 \Rightarrow M_{0y} = 60.17\text{ KN.m}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 78.75 \Rightarrow M_{tx} = 59.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 60.17 \Rightarrow M_{ty} = 45.13 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 78.75 \Rightarrow M_{ax} = -39.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 56.19 \Rightarrow M_{ay} = -28.09 \text{ KN.m}$$

## B. Vérification des contraintes

- **Dans le béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	K <sub>1</sub>	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	6.78	39.38	0.251	0.920	233.82	348	47.50	4.92	15	Cv
	Travée	9.23	59.06	0.341	0.909	260.71	348	39.95	6.52	15	Cv
Y-Y	Appuis	5.65	28.09	0.209	0.926	198.85	348	52.57	3.78	15	Cv
	Travée	5.65	45.13	0.209	0.926	319.47	348	52.57	6.07	15	Cv

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS

## VII.9. Ferrailage du débord

Le débord est considéré comme une console soumise à une charge répartie de façon uniforme. Le calcul sera réalisé pour une bande d'une longueur de 1 mètre

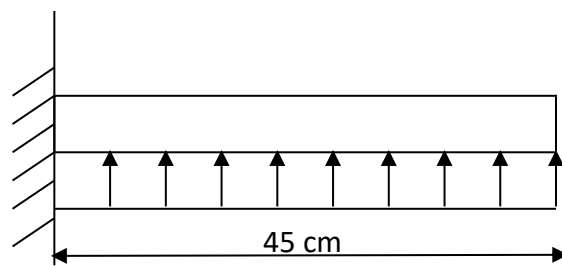


Figure VII. 2 : Schéma statique du débord

### Sollicitation de calcul

- Selon l'état limite ultime :

$$P_u = q_u = 152.46 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-152.46 \times 0.45^2}{2} \Rightarrow M_u = -15.44 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

- $M_u = 15.44 \text{ KN.m}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15.44 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.014$$

$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée.

-À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :  $\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{15.44 \times 10^3}{0.993 \times 27 \times 348} \Rightarrow A_t = 1.65$$

**Remarque :**

La section d'armature du panneau de dalle du radier étant largement supérieure à celle nécessaire pour le débord, les armatures du radier sont donc prolongées afin d'en assurer le ferrailage.

### VII.10. Ferrailage de la nervure :

Afin de prévenir tout risque de soulèvement du radier, celui-ci sera renforcé par des nervures disposées dans les deux directions. Ces nervures seront considérées comme des poutres continues reposant sur plusieurs appuis, recevant les charges transmises par les dalles. Les réactions du sol seront transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires ou trapézoïdales.

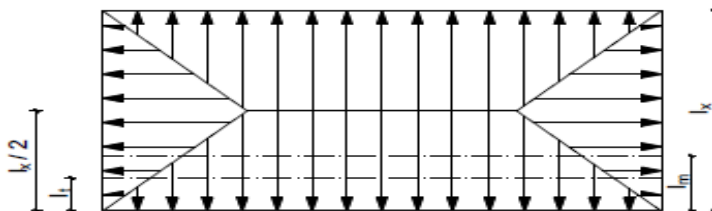


Figure VII.3 : Présentation des chargements simplifiés

**A. Cas de chargement triangulaire :**

-Moment fléchissant :  $I_m = 0.333 \times I_x$

-Effort tranchant :  $I_t = 0.25 \times I_x$

**B. Cas de chargement trapézoïdal :**

-Moment fléchissant :  $I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

-Effort tranchant :  $I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

Avec :

**❖ Moments fléchissant :**

$$Q_U = q_u I_m$$

$$Q_S = q_s I_m$$

**❖ Efforts tranchants :**

$$Q_U = q_u I_t$$

$$Q_S = q_s I_t$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens

Sens longitudinale :

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>u</sub>	Σ Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Σ Q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	Σ Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Σ Q <sub>s</sub>
12	(A-B)	3.55	4.20	0.84	Triangulaire	1.182	0.887	152.46	106.09	180.20	360.40	125.39	250.78	135.23	270.46	94.10	188.20
	(B-C)	3.55	4.00	0.88	Triangulaire	1.182	0.887	152.46	106.09	180.20		125.39		135.23		94.10	
23	(A-B)	3.30	4.20	0.78	Triangulaire	1.098	0.825	152.46	106.09	167.40	334.80	116.48	232.96	125.77	251.54	87.52	175.04
	(B-C)	3.30	4.00	0.82	Triangulaire	1.098	0.825	152.46	106.09	167.40		116.48		125.77		87.52	
34	(A-B)	3.20	4.20	0.76	Triangulaire	1.065	0.80	152.46	106.09	162.36	324.72	112.98	225.96	121.96	243.92	84.87	169.74
	(B-C)	3.20	4.00	0.80	Triangulaire	1.065	0.80	152.46	106.09	162.36		112.98		121.96		84.87	
45	(A-B)	3.35	4.20	0.79	Triangulaire	1.115	0.83	152.46	106.09	169.99	339.98	118.29	236.58	126.54	253.08	88.05	176.10
	(B-C)	3.35	4.00	0.83	Triangulaire	1.115	0.83	152.46	106.09	169.99		118.29		126.54		88.05	
56	(A-B)	2.91	4.20	0.69	Triangulaire	0.969	0.727	152.46	106.09	147.73	295.46	102.80	205.60	110.83	221.66	77.12	154.24
	(B-C)	2.91	4.00	0.72	Triangulaire	0.969	0.727	152.46	106.09	147.73		102.80		110.83		77.12	

Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversale :

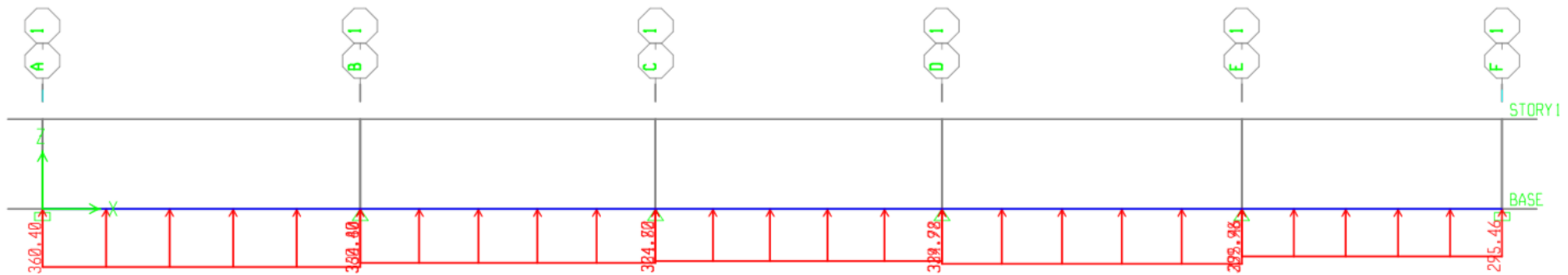
Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	$l_m$	$l_t$	$q_u$	$q_s$	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										$Q_u$	$\Sigma Q_u$	$Q_s$	$\Sigma Q_s$	$Q_u$	$\Sigma Q_u$	$Q_s$	$\Sigma Q_s$
AB	(1-2)	3.50	3.70	0.95	Triangulaire	1.17	0.875	152.46	106.09	178.37	346.07	124.12	240.82	133.40	259.18	92.82	180.34
	(2-3)	3.30	3.70	0.89	Triangulaire	1.1	0.825	152.46	106.09	167.70		116.70		125.78		87.52	
BC	(1-2)	3.50	3.80	0.92	Triangulaire	1.17	0.875	152.46	106.09	178.37	346.07	124.12	240.82	133.40	259.18	92.82	180.34
	(2-3)	3.30	3.80	0.86	Triangulaire	1.1	0.825	152.46	106.09	167.70		116.70		125.78		87.52	
CD	(1-2)	3.50	3.30	1.06	Triangulaire	1.17	0.875	152.46	106.09	178.37	346.07	124.12	240.82	133.40	259.18	92.82	180.34
	(2-3)	3.30	3.30	1	Triangulaire	1.1	0.825	152.46	106.09	167.70		116.70		125.78		87.52	
DE	(1-2)	3.50	4.00	0.87	Triangulaire	1.17	0.875	152.46	106.09	178.37	346.07	124.12	240.82	133.40	259.18	92.82	180.34
	(2-3)	3.30	4.00	0.82	Triangulaire	1.1	0.825	152.46	106.09	167.70		116.70		125.78		87.52	
EF	(1-2)	3.50	4.20	0.83	Triangulaire	1.17	0.875	152.46	106.09	178.37	346.07	124.12	240.82	133.40	259.18	92.82	180.34
	(2-3)	3.30	4.20	0.78	Triangulaire	1.1	0.825	152.46	106.09	167.70		116.70		125.78		87.52	

Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

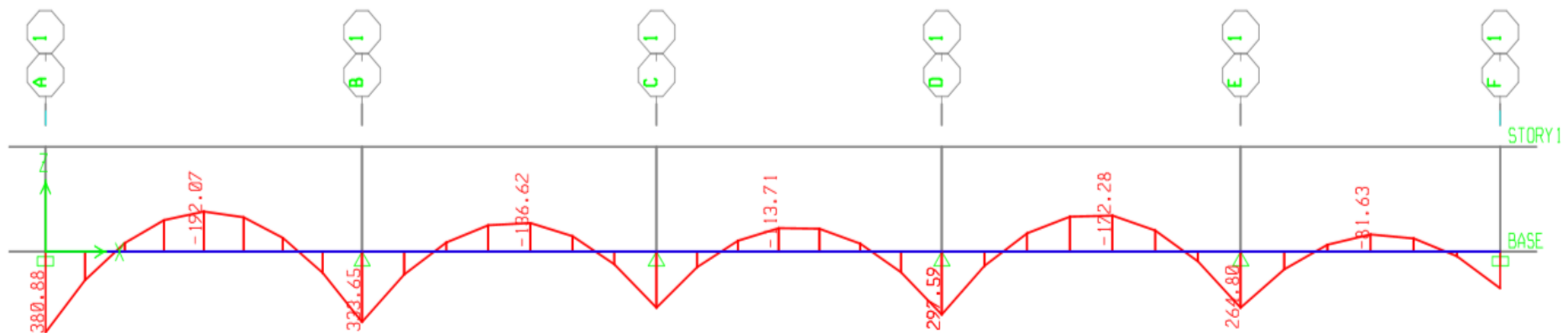
**C. Les diagrammes des moments fléchissant (ELU et ELS)**

❖ **Sens longitudinale (x-x)**

• **Moments fléchissant à l'ELU**

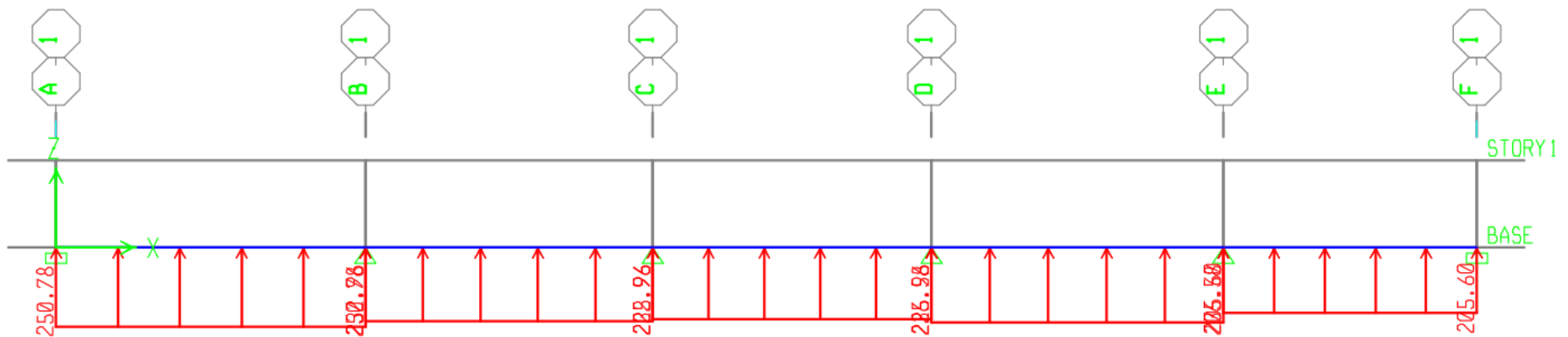


**Diagramme VII.1 :** Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (X-X).

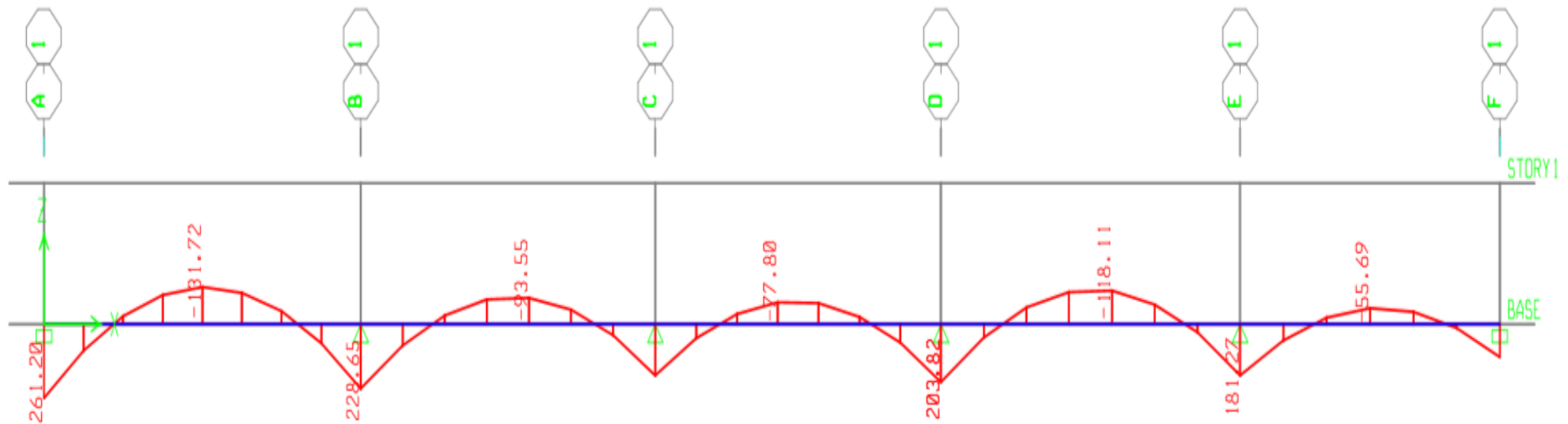


**Diagramme VII.2 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).

- Moments fléchissant à l'ELS



**Diagramme VII.3 :** Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).



**Diagramme VII.4 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens X-X).

- Diagrammes des efforts tranchants (ELU)

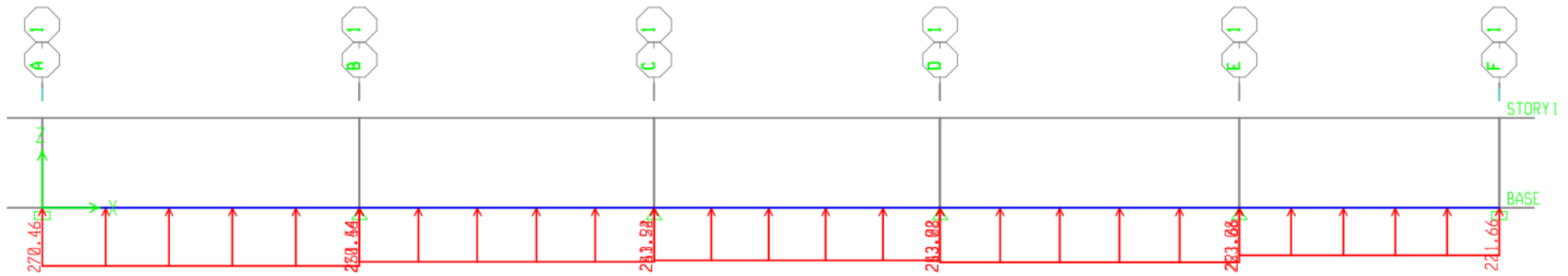


Diagramme VII.5 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens X-X).

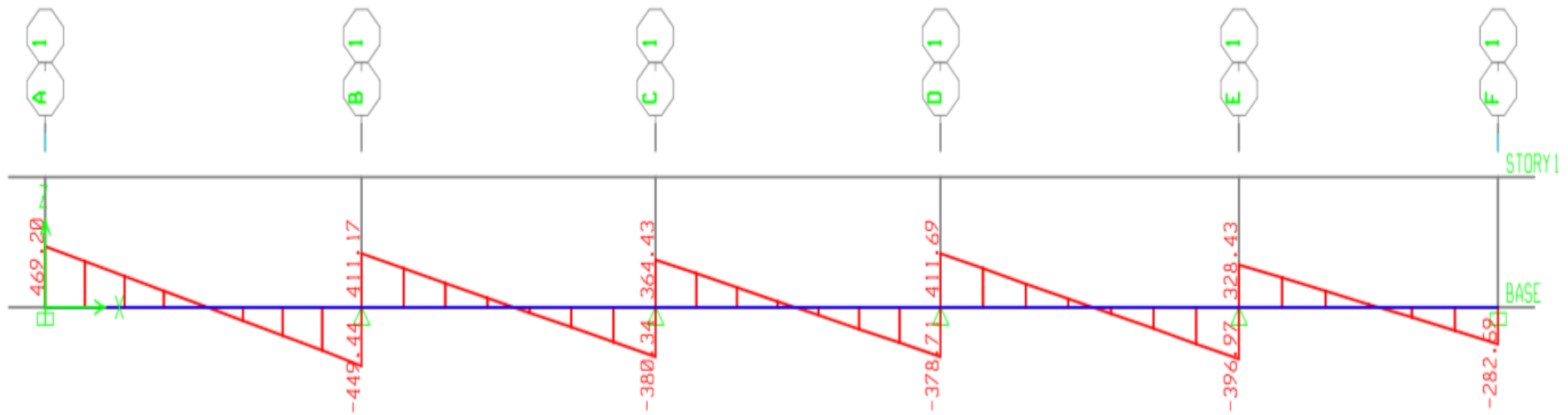


Diagramme VII.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens X-X).

- Diagrammes des efforts tranchants (ELS)

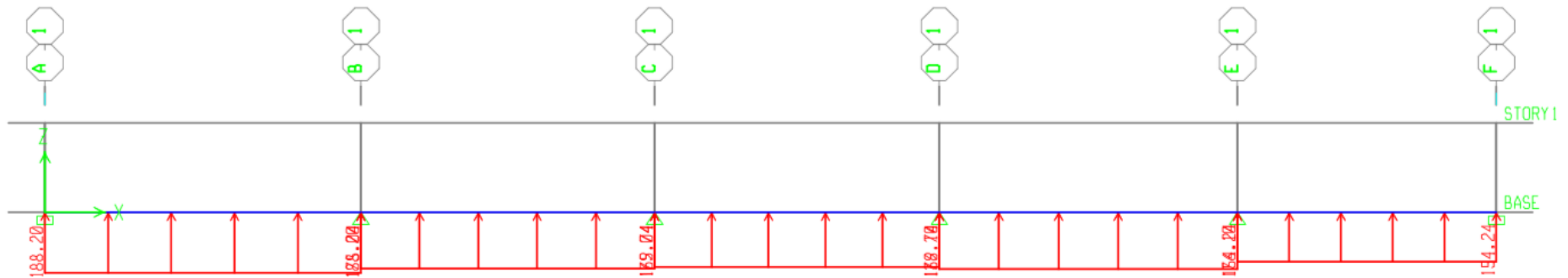


Diagramme VII.7 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).

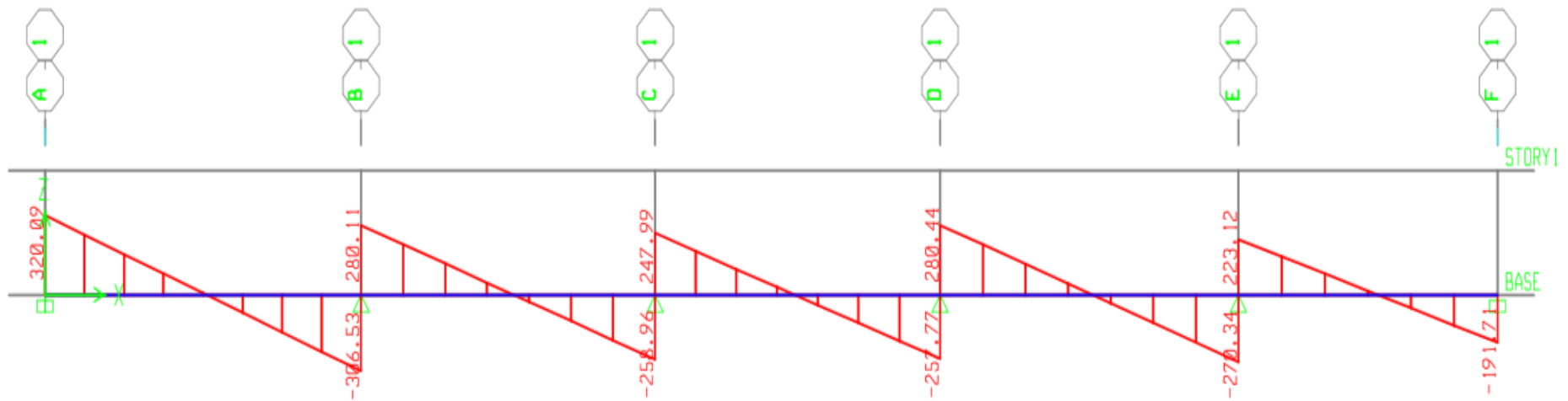


Diagramme VII.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens X-X).

❖ Sens transversale (y-y):

- Moments fléchissant à l'ELU

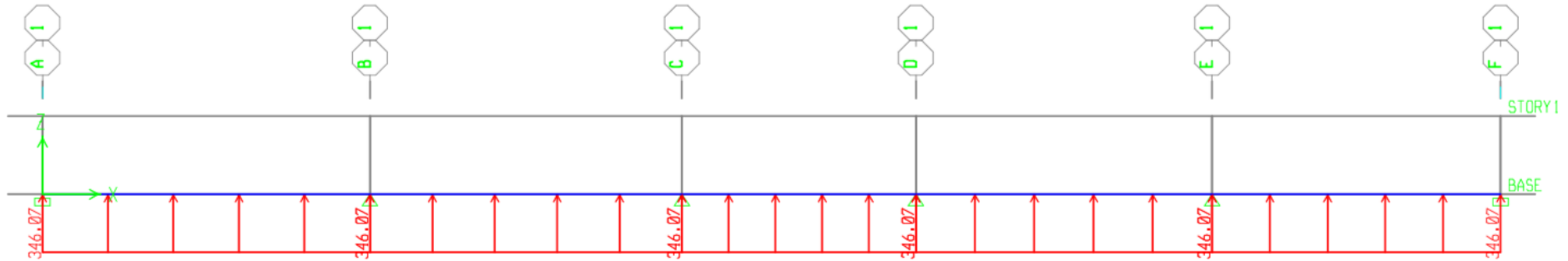


Diagramme VII.9 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).

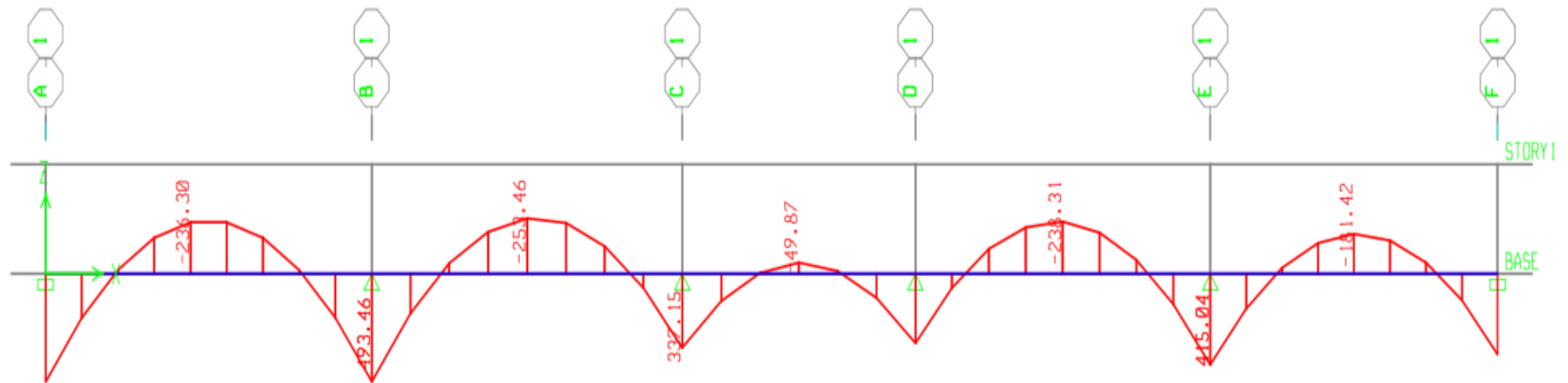


Diagramme VII.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens Y-Y).

- Moments fléchissant à l'ELS

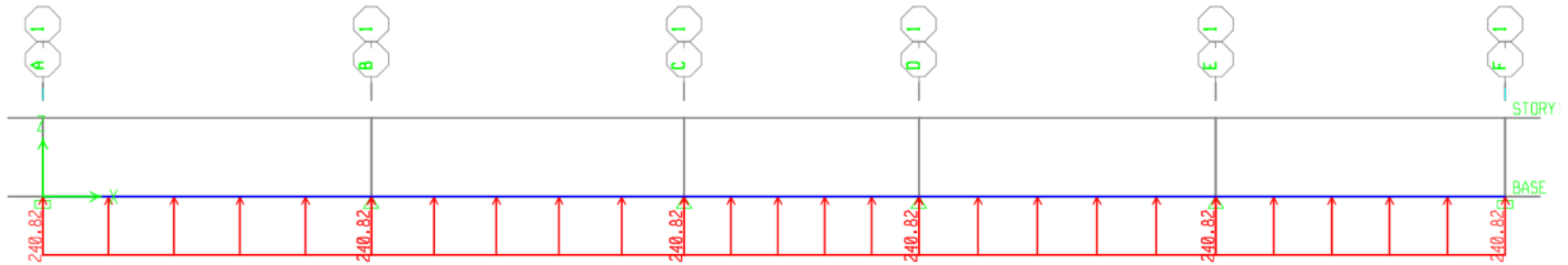


Diagramme VII.11 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).

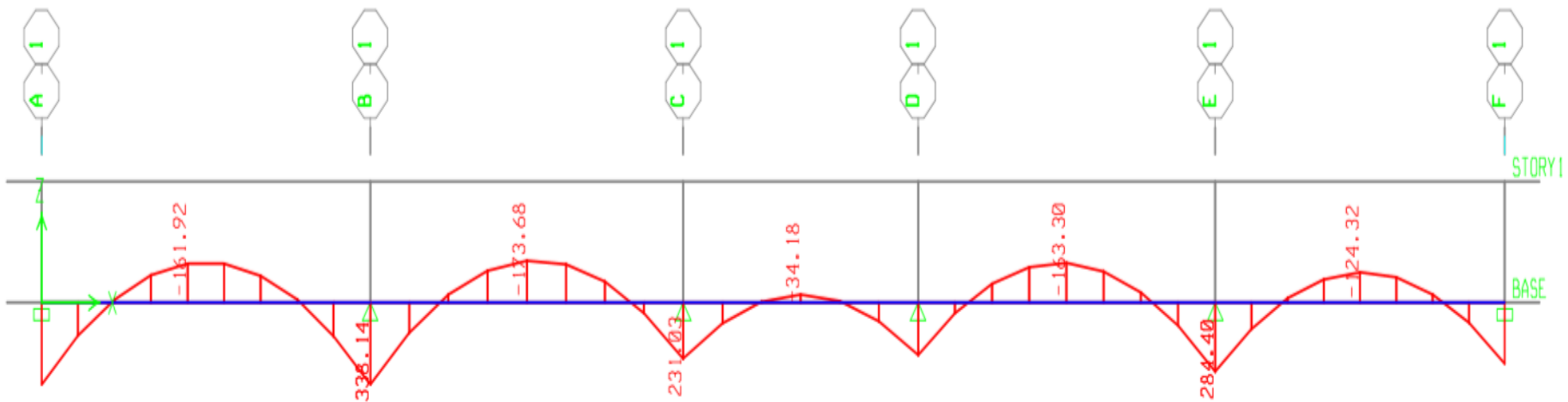


Diagramme VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens Y-Y).

- Diagrammes des efforts tranchants (ELU)

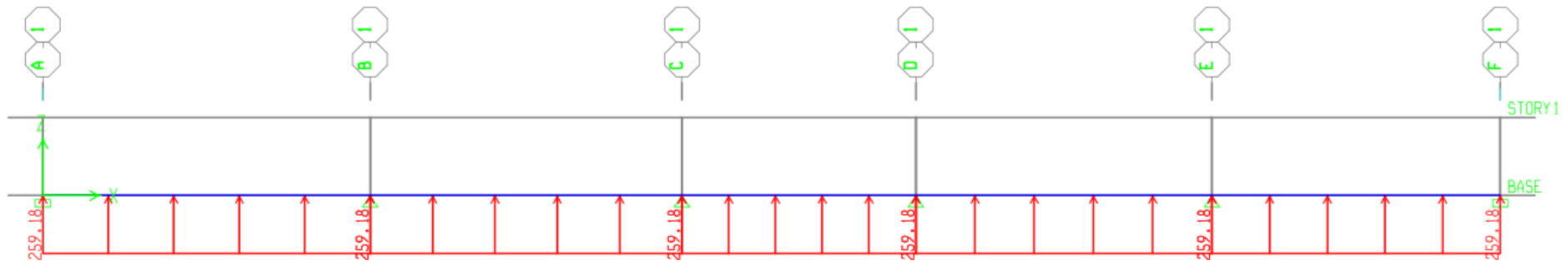


Diagramme VII.13 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).

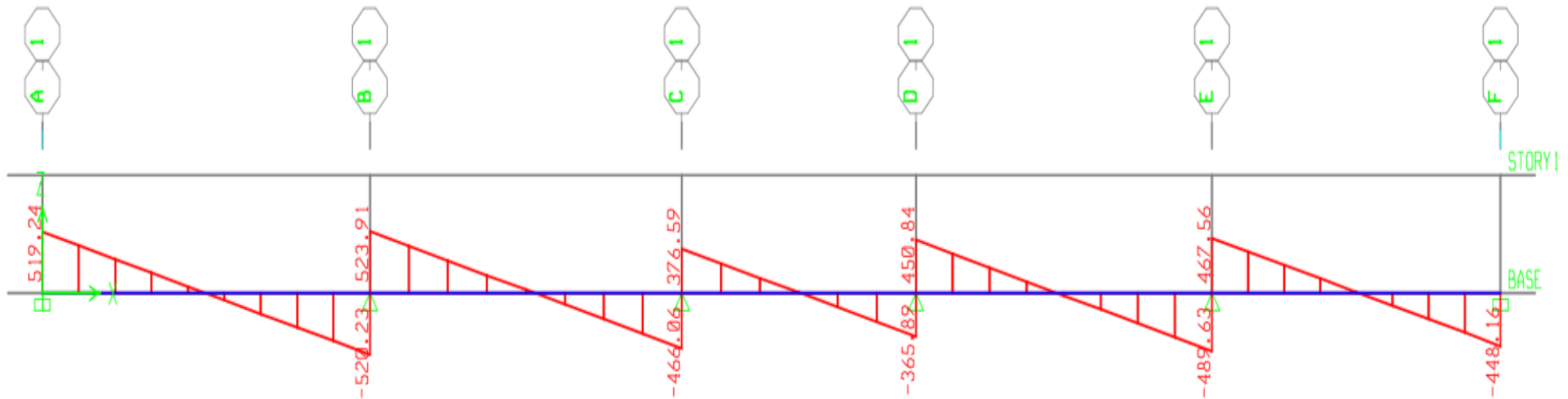


Diagramme VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens Y-Y).

- Diagrammes des efforts tranchants (ELS)

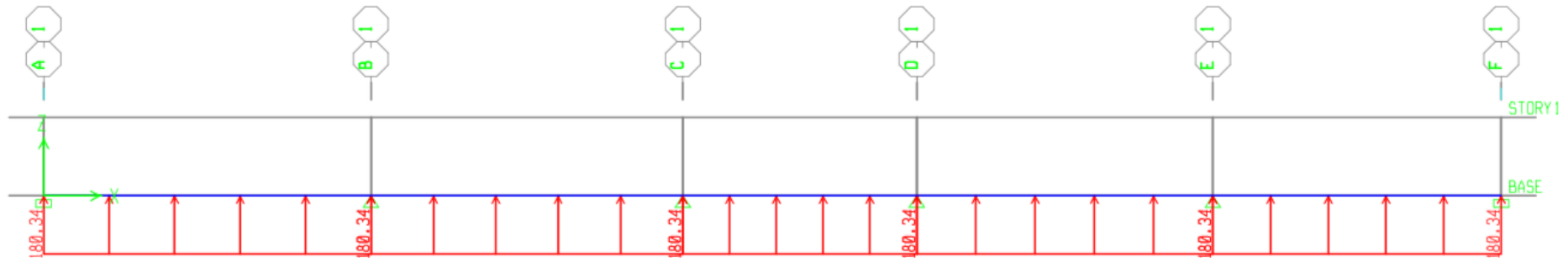


Diagramme VII.15 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).

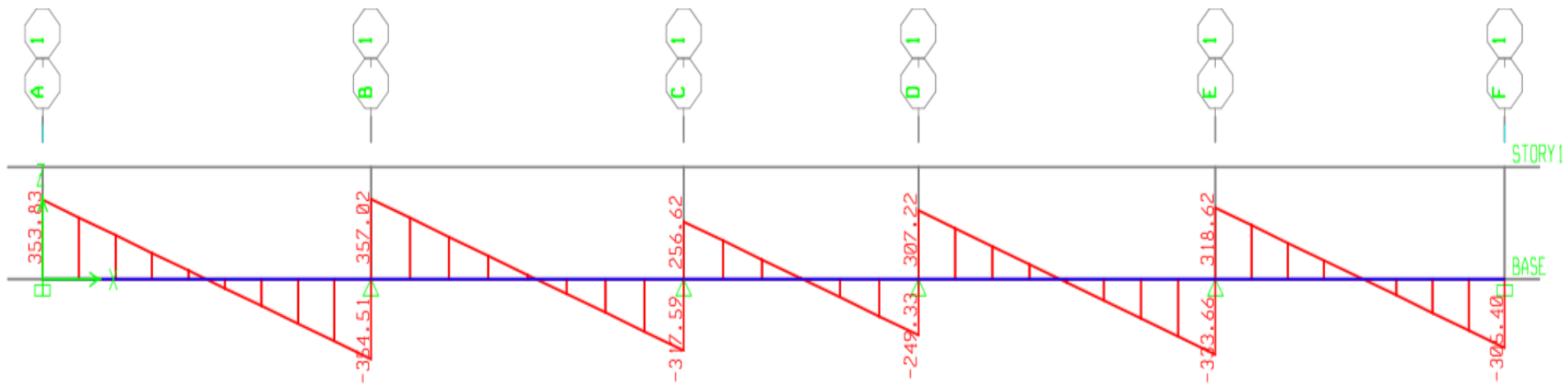


Diagramme VII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens Y-Y)

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>M<sub>amax</sub> (KN.m)</b>	380.88	261.20	493.46	338.14
<b>M<sub>tmax</sub> (KN.m)</b>	192.07	181.72	253.46	173.68
<b>T<sub>max</sub> (KN)</b>	469.20	320.09	523.91	357.02

Tableau VII.10 : Les efforts internes dans les nervures

### VI.10.1. Calcul des Armatures :

#### A. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)

$$A_{\text{adop}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 80 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\text{min}} = 5.31 \text{ cm}^2$$

#### B. Armatures longitudinales

Avec : **b=55 cm d=(h-c) = 80 cm**

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Appuis	380.88	SSA	<b>14.27</b>	<b>5.31</b>	5HA20 (fil) = <b>15.71</b>
	Travée	192.07	SSA	<b>7.04</b>		5HA20 (fil) = <b>15.71</b>
Y-Y	Appuis	493.46	SSA	<b>18.74</b>		5HA20 (fil) + 3HA16 (chap) = <b>21.74</b>
	Travée	253.46	SSA	<b>9.36</b>		5HA20 (fil) = <b>15.71</b>

- **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.5%** de la section du béton : **0.5% × b × h**

$$A_{\text{min}} = 0.005 \times 55 \times 85 = 23.37 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Observation
Sens XX	Appuis	10HA20 = <b>31.42</b>	<b>23.37</b>	<b>CV</b>
	Travée	10HA20 = <b>31.42</b>		<b>CV</b>
Sens YY	Appuis	10HA20 + 3HA16 = <b>37.45</b>		<b>CV</b>
	Travée	10HA20 = <b>31.42</b>		<b>CV</b>

**Tableau VII.11** : Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA

▪ **Selon le RPA (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

❖ **Espacement des armatures transversales :**

-Zone nodale:  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{85}{4}; 12 \times 1.6\right) = \min(21.25; 19.20) \Rightarrow S_t \leq 19.20 \text{ cm}$$

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

-Zone courante  $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{85}{2} = 42.50 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)**

$$S_{t\max} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(72 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t\max} \leq 40 \text{ cm.}$$

$$S_{t\max \text{ adopté}} = 20 \text{ cm} < S_{t\max} = 40 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**C. Armatures de peau : (Art. A.8.3/ BAEL 91 modifiée 99)**

Des armatures dénommées << **armatures de peau** >> sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; **leur section est d'au moins 3 cm** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

- **On opte pour : 2HA14 = 3.08 cm**

**VI.10.2. Vérification à l'ELU**

**A. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)**

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right\} \Rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

-Sens longitudinal :  $T_u^{\max} = 469.20 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{469.20 \times 10^3}{550 \times 800} \Rightarrow \tau_u = 1.06 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Sens transversal :  $T_u^{\max} = 523.91 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{523.91 \times 10^3}{550 \times 800} \Rightarrow \tau_u = 1.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**B. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing$$

Avec :

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

❖ **Sens des petites portées :**

$$\sum u_i = 5 \times 3.14 \times 20 \Rightarrow \sum u_i = 314 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{469.20 \times 10^3}{0,9 \times 800 \times 314} \Rightarrow \tau_{se} = 2.07 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 2.07 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

❖ **Sens des grandes portées :**

$$\sum u_i = 5 \times 3.14 \times 20 \Rightarrow \sum u_i = 314 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{523.91 \times 10^3}{0,9 \times 800 \times 314} \Rightarrow \tau_{se} = 2.31 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 2.31 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

❖ **Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2)**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \varnothing_1) = \min (2.42 ; 5.5 ; 1.6) \Rightarrow \Phi_t \leq 1.60 \text{ cm.}$$

Le choix se porte sur **un cadre et un étrier en  $\varnothing 10$**

$$\text{On opte pour : } 3 \text{ cadre } \varnothing 10 + \text{épingle} = 6\text{HA}10 + 2\text{HA} 8 = 5.71 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2.2 du RPA 99)**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 55 = 3.30 \text{ cm}^2$$

$$3.30 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 5.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

### VII.10.3. Vérification a l'ELS

#### A. Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91/99]

La nervure représente un élément très sensible aux intempéries. Pour cette raison, la fissuration est considérée comme préjudiciable. Il est donc impératif de contrôler les conditions suivantes

D'après les calculs précédent on a :

-La contrainte admissible de béton :  $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

-La contrainte admissible de l'acier :  $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

Avec :  $\eta = 1.6$  pour les aciers de haute adhérence de diamètre supérieur à 6 mm.

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\sigma_{st}$	$\overline{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\overline{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	15.71	261.20	225.30	201.63	3.79	15	C.N.V
	Travée	15.71	181.72	156.70	201.63	3.42	15	CV
Y-Y	Appuis	21.74	338.14	212.10	201.63	4.90	15	C.N.V
	Travée	15.71	173.68	149.80	201.63	3.27	15	CV

**Tableau VII.12:** Vérification des contraintes à l'ELS

#### Remarque :

L'analyse à l'état limite de service (ELS) a montré que la contrainte admissible dans l'acier est dépassée au niveau des appuis. Une augmentation de la section d'armature **As** sera donc nécessaire au niveau de ces zones

Sens	Zone	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )
X-X	Appuis	14.27	5.31	5HA20 (fil) + 5HA16 (chap) = 25.76
	Travée	7.04		5HA20 (fil) = 15.71
Y-Y	Appuis	18.74		5HA20 (fil) + 5HA16 (chap) = 25.76
	Travée	9.36		5HA20 (fil) = 15.71

**Tableau VII.13:** Le ferrailage adopté pour la nervure

**B. Vérification a L'ELS (après augmentation de la section d'armature)**

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	<b>25.76</b>	261.20	<b>138.60</b>	201.63	<b>3.79</b>	15	<b>C.V</b>
	Travée	<b>15.71</b>	181.72	<b>156.70</b>	201.63	<b>3.42</b>	15	<b>CV</b>
Y-Y	Appuis	<b>25.76</b>	338.14	<b>179.50</b>	201.63	<b>4.90</b>	15	<b>C.V</b>
	Travée	<b>15.71</b>	173.68	<b>149.80</b>	201.63	<b>3.27</b>	15	<b>CV</b>

**Conclusion :**

Le ferrailage retenu pour le radier est le suivant :

**1. La dalle du radier (y compris les débords)****❖ Sens X-X**

En travée (Lit supérieur) : **6HA14/ml** (St= 20 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : **6HA12/ml** (St= 20 cm).

**❖ Sens Y-Y**

En travée (Lit supérieur) : **5HA12/ml** (St= 25 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : **5HA12/ml** (St= 25 cm).

**2. Les nervures****❖ Sens des petites portées**

Armatures supérieures (En travée) : **5HA20 (fil)**

Armatures inférieures (Aux appuis) : **5HA20 (fil) + 5HA16 (chap).**

**❖ Sens des grandes portées**

Armatures supérieures (En travée) : **5HA20 (fil)**

Armatures inférieures (Aux appuis) : **5HA20 (fil) + 5HA16 (chap).**

**3. Armatures de peau :**

**2HA14** (Pour toutes les nervures).

**4. Armature transversale : 6HA10**

Dans la zone nodale : **St = 15cm**

Dans la zone courante **St = 20cm**

# **Chapitre VIII**

Étude de mur-plaque

## Introduction

Le mur-plaque est un ouvrage de soutènement destiné à stabiliser les terrains en pente ou les excavations profondes. Il retient les poussées du sol et les surcharges de surface, comme celles dues aux constructions ou aux véhicules. Composé de plaques rigides ancrées dans le sol, il mobilise des efforts complexes, nécessitant une analyse précise des contraintes et des interactions sol-structure, afin de garantir sa stabilité et sa durabilité.

### VIII.1. Pré dimensionnement du voile :

- L'épaisseur minimale imposée par le (**Art 10.1.2 RPA99/2003**) doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- **On opte pour une épaisseur de 20 cm.**
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de **0,10%B** dans les deux sens (horizontal et vertical).  **$A_{min} = 0.10\% \cdot b \cdot h$**

#### VIII.1.1. Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées aux niveaux des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

#### VIII.1.2. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_H$  et  $\sigma_V$  tel que :

- $\sigma_H = K_a \times \sigma_V$
- $\sigma_V = (\gamma \times h + q)$

Avec :

$\sigma_H$  : contrainte horizontale

$\sigma_V$  : contrainte verticale

$K_a$  : coefficient de poussée des terres ( $1 - \sin\phi$ )

$\phi$  : Angle de frottement interne

#### VIII.1.3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

- Surcharge éventuelle :  **$q = 10 \text{ KN/m}^2$** .
- Poids volumique des terres :  **$\gamma = 20.1 \text{ kN/m}^3$** .

- Angle de frottement interne :  $\phi = 24^\circ$
- Cohésion :  $C = 0$
- La contrainte admissible de sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ .
- $\beta = 0$  : angle de la surface du remblai horizontal.
- $\Lambda = 0$  : la paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$  : obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable)

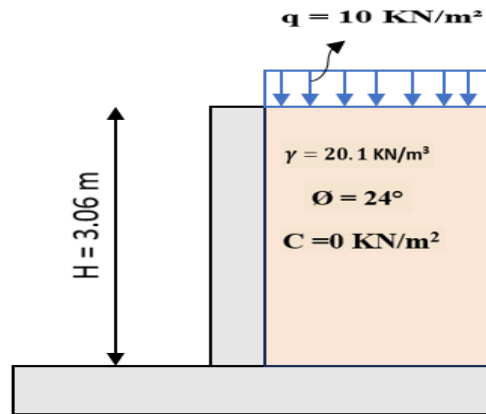


Figure VIII.1 : Schéma statique du mur plaque

### VIII.2. Calcul des sollicitations :

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.421$$

❖ ELU :

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$\text{pour } (h = 0 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.421 (1.35 \times 20.1 \times 0 + 1.5 \times 10) = 6.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{pour } (h = 3.06 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H2} = 0.421 (1.35 \times 20.1 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 41.27 \text{ KN/m}^2$$

❖ ELS :

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$\text{pour } (h = 0 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.421 (20.1 \times 0 + 10) = 4.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{pour } (h = 3.06 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.421 (20.1 \times 3.06 + 10) = 30.10 \text{ KN/m}^2$$

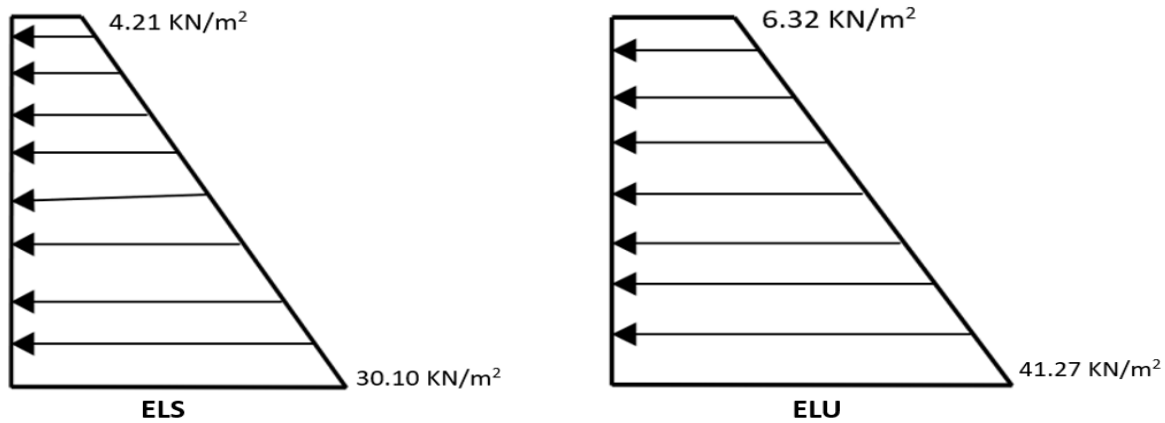


Figure VIII.2 : Diagrammes des contraintes

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

- ELU :  $q_u = \frac{3 \times \sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 41.27 + 6.32}{4} = 32.53 \text{ KN/ml}$
- ELS :  $q_s = \frac{3 \times \sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 30.10 + 4.21}{4} = 23.63 \text{ KN/ml}$

### VIII.3. Ferrailage du mur plaque :

#### VIII.3.1. Identification des panneaux :

$$L_x = 3.06 \text{ m} , \quad L_y = 4.20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{306}{420} = 0.73$$

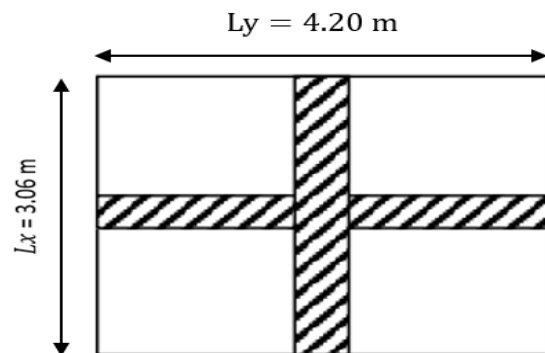
$1 > 0.73 > 0.4 \rightarrow$  il travaille selon 2 sens

Avec :

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau

$$\rho = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.479 \end{cases}$$



#### VIII.3.2. Calcul à l'ELU :

$$q_u = 32.53 \text{ KN/ml}$$

- $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

$$M_0^x = 0.0646 \times 32.53 \times 3.06^2$$

$$M_0^x = 19.67 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0.479 \times 19.67$$

$$M_0^y = \mathbf{9.42 \text{ KN.m}}$$

#### ❖ Correction des moments

Le panneau considéré est un panneau de rive dont, l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment en appuis : 0.3

#### ❖ Sens X-X

$$\text{Aux appuis : } M_a^x = -0.3 \times 19.67 = \mathbf{-5.90 \text{ KN.m}}$$

$$\text{En travée : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 19.67 \Rightarrow \mathbf{M_t^x = 16.72 \text{ KN.m}}$$

#### ❖ Sens Y-Y

$$\text{Aux appuis : } M_a^y = -0.3 \times 9.42 = \mathbf{-2.83 \text{ KN.m}}$$

$$\text{En travée : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 9.42 \Rightarrow \mathbf{M_t^y = 8.00 \text{ KN.m}}$$

#### 1. Calcul des armatures :

$$\mathbf{b = 100 \text{ cm} ; \quad h = 20 \text{ cm} ; \quad d = 17 \text{ cm}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} \qquad A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	β	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	st (cm)
X-X	Appuis	5.90	0.014	0.993	SSA	<b>1.00</b>	6HA10 = 4.71	<b>15</b>
	Travée	16.72	0.040	0.980	SSA	<b>2.88</b>	6HA10 = 4.71	<b>15</b>
Y-Y	Appuis	2.83	0.006	0.997	SSA	<b>0.48</b>	6HA10 = 4.71	<b>15</b>
	Travée	8.00	0.019	0.990	SSA	<b>1.36</b>	6HA10 = 4.71	<b>15</b>

**VIII.4. Vérification à l'ELU :****VIII.4.1. Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91) :**

$$W_x \geq W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right), \quad W_x = A_x / (b \times h)$$

Avec :

- $W_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction = 0.0008 Acier HA (FeE400)
- $A_x$  : section minimale d'armature.
- $b \times h$  : Section totale du béton
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.73$

$$A_x = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \left(\frac{3 - 0.73}{2}\right) = 1.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.82 \text{ cm}^2$$

**La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens**

**VIII.4.2. Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.2) :**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} \leq \tau = \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4MPa \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

**❖ Sens X-X**

$$V^{max} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{3l_y} = \frac{32.53 \times 3.06 \times 4.20}{3 \times 4.20} \Rightarrow V^{max} = 33.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} = \frac{32.53 \times 10^3}{1000 \times 170} \Rightarrow \tau_u = 0.191 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau = 0.191 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$  **condition vérifiée**

**❖ Sens Y-Y**

$$V^{max} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{32.53 \times 3.06 \times 4.20}{2 \times 4.20 + 3.06} \Rightarrow V^{max} = 36.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} = \frac{36.48 \times 10^3}{1000 \times 170} \Rightarrow \tau_u = 0.214 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau = 0.214 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$  **condition vérifiée**

**VIII.4.2. Recommandation du RPA : (Art 10-1-2) :**

Le pourcentage minimum des armatures est de (0.10% b.h) dans les deux sens (Horizontal et vertical)

$$A_{\min} > 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

**Sens X-X :**

$$\text{Travée : } A_{\text{adopté}} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_{\text{adopté}} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2 \text{ cm}^2$$

**Sens Y-Y :**

$$\text{Travée : } A_{\text{adopté}} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_{\text{adopté}} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2 \text{ cm}^2$$

**Toutes les conditions vérifiées**

**VIII.5. Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.620 \end{cases}$$

$$q_s = 23.63 \text{ KN/ml}$$

$$\bullet M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_0^x = 0.0708 \times 23.63 \times 3.06^2$$

$$M_0^x = 15.66 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0.620 \times 15.66$$

$$M_0^y = 9.71 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments**

- Moment en travée : 0.85
- Moment en appuis : 0.3

## ❖ Sens X-X

Aux appuis :  $M_a^x = -0.3 \times 15.66 = -4.70 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 15.66 \Rightarrow M_t^x = 13.31 \text{ KN.m}$

## ❖ Sens Y-Y

Aux appuis :  $M_a^y = -0.3 \times 9.71 = -2.91 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 9.71 \Rightarrow M_t^y = 8.25 \text{ KN.m}$

## Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, (110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) \quad \eta = 1.6 \text{ Barres HA}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, (110\sqrt{1.6 \times 2.1})\right)$$

$$\min(266.6; 201.63) \rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

❖ En travée :  $M_t = 13.31 \text{ KN.m}$ 

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 17} = 0.277 \rightarrow \beta_1 = 0.916 \rightarrow k_1 = 44.52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{13.31 \times 1000}{4.71 \times 0.916 \times 17} = 181.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 181.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{181.47}{44.52} = 4.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.07 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Aux appuis** :  $M_a = 4.70 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 17} = 0.277 \rightarrow \beta_1 = 0.916$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4.70 \times 1000}{4.71 \times 0.916 \times 17} = \mathbf{64.08 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{64.08 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

Il y'a lieu de vérifier si :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{64.08}{44.52} = \mathbf{1.44 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1.44 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

## Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de master c'est la meilleure occasion pour mettre en évidence nos connaissances théorique acquise durant plusieurs années.

Le parcours que nous avant fait nous a permis de comprendre le comportement des différents éléments constituant une construction avec :

- L'application des règles de calcul à savoir BAEL91, RPA99 version 2003.
- L'utilisation des logiciels de calculs et de dessins importants tell que ETABS et AUTOCAD.

Au cours de cette étude, nous sommes parvenus à certains nombre de conclusions dont les plus importants sont :

- Pour la réalisation de cet ouvrage, un contrôle de qualité des matériaux et d'exécution est nécessaire.
- Un prédimensionnement au début facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures.
- La somme des coefficients de participation massique des modes de vibration représente la quantité d'énergie totale absorbé par le bâtiment, d'où l'utilité des voiles de contreventement qui assurent un bon comportement dynamique de la structure.
- La période de vibration nous renseigne si le bâtiment en question est souple ou rigide, ce qui revient à dire que la vérification de la période est nécessaire.
- Le modèle construit par le logiciel ETABS doit se rapprocher le plus que possible de la réalité afin d'avoir une étude plus exacte.
- Logiciel ETABS nous a permet d'économiser beaucoup de temps, et la maitrise de ce dernier exige un bagage théorique.
- Pour l'infrastructure, le meilleur type de fondation et le plus adéquat pour cette structure est le radier nervuré

A la fin, nous souhaiterons que ce projet de fin d'étude soir réalisé de manière appropriée, et sera un point de départ pour d'autre prochains travaux.

## **Bibliographie**

### **Réglemets :**

- Règles parasismiques algérien RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

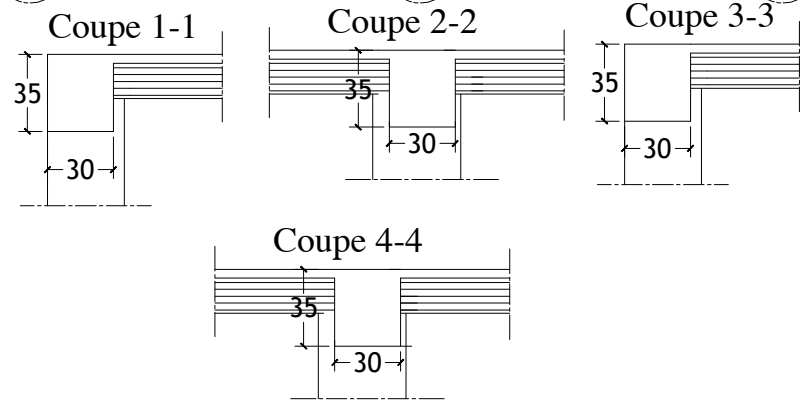
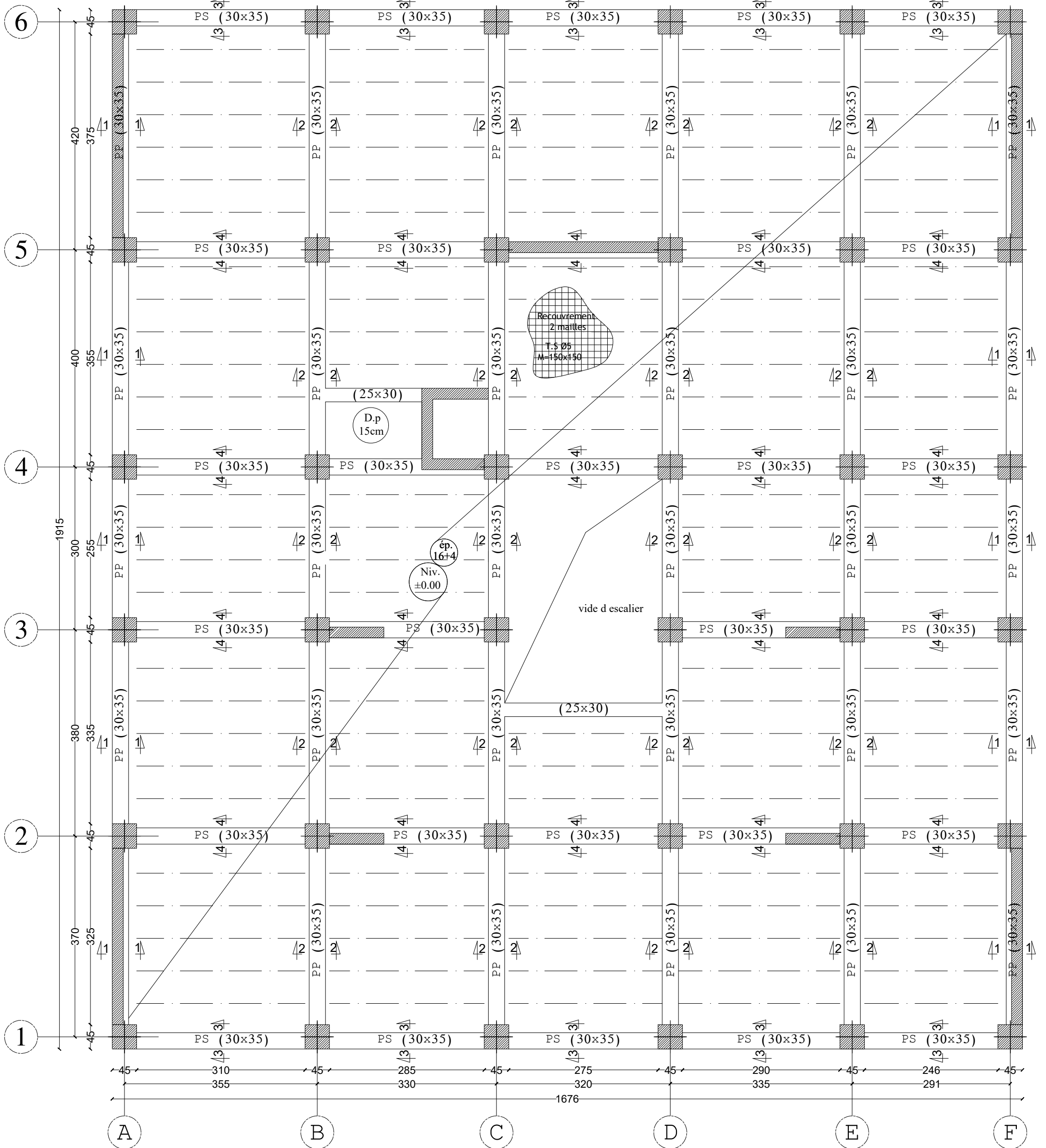
### **Ouvrages :**

- Formulaire de Béton armé (Tomes 1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS.

### **Logiciels :**

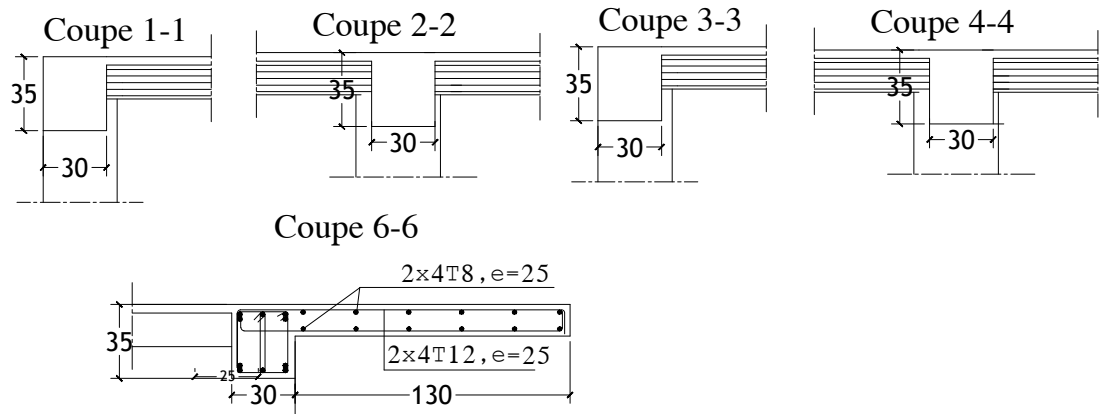
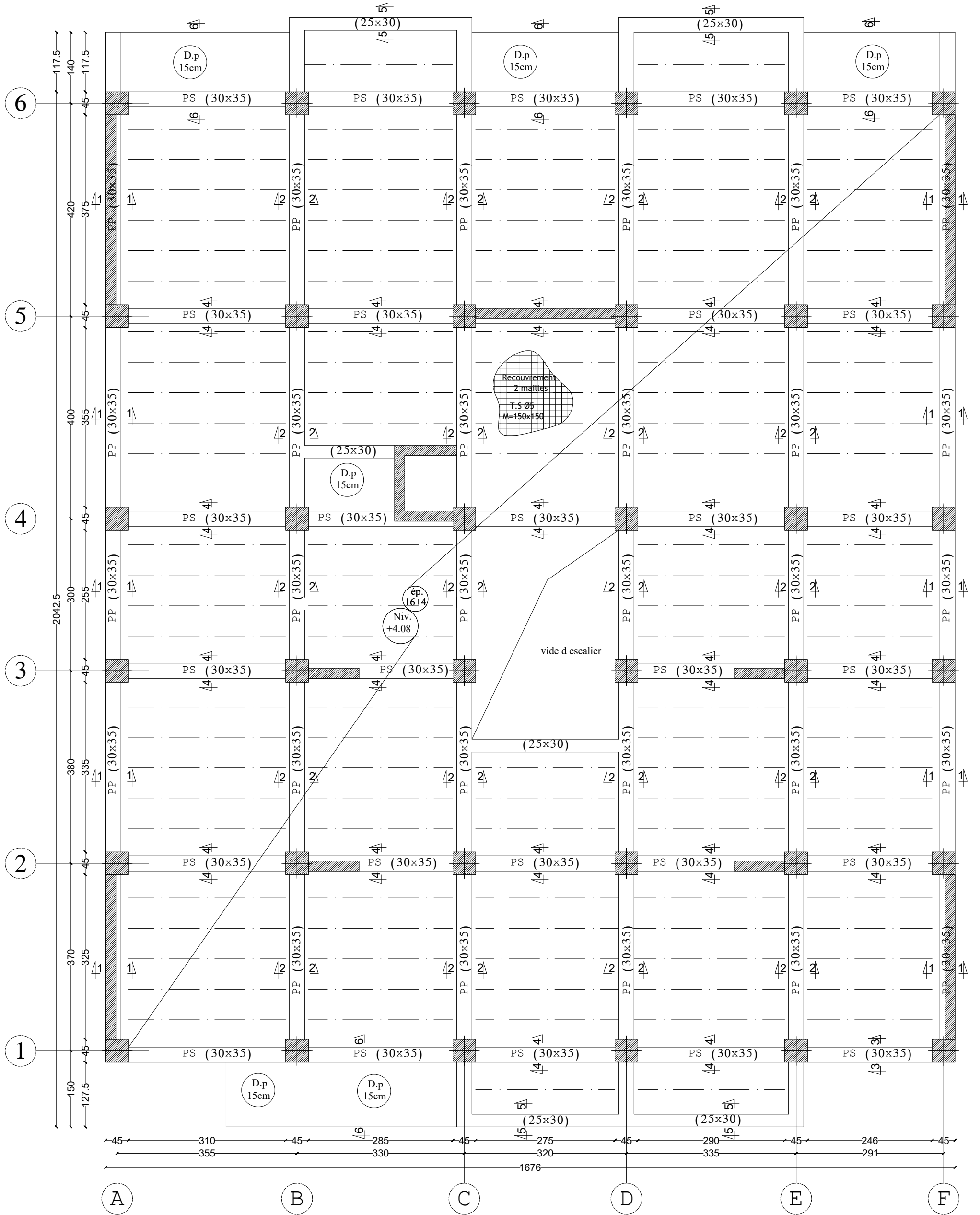
- Logiciel ETABS version 9.1.4 (analyse des structures).
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2021.
- WORD 2021.
- AUTOCAD 2023.

COFFRAGE PLANCHER NIV ±0.00 - SOUS SOL



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par : Monsieur : ADJRAD	Titre: COFFRAGE PLANCHER NIV ±0.00	Echelle: 1/50; 1/25 Planche N° : Promotion 2025
Etudié par : Mr : KACIMI SLIMANE		

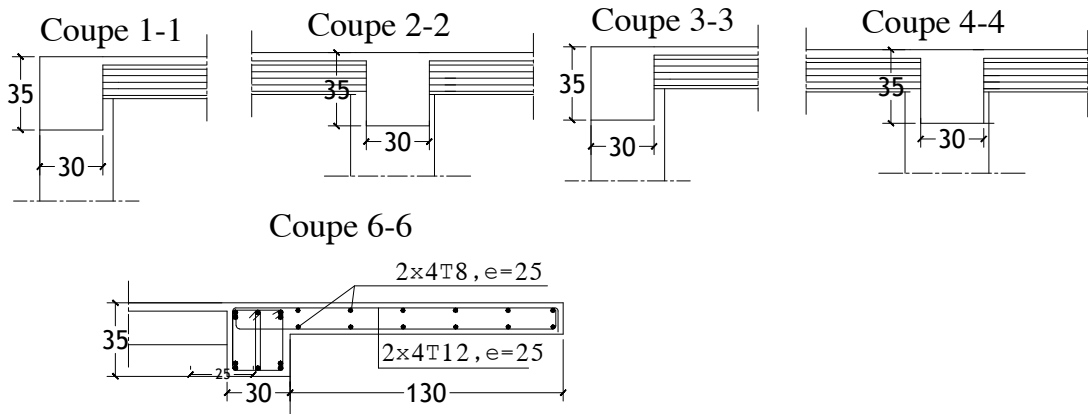
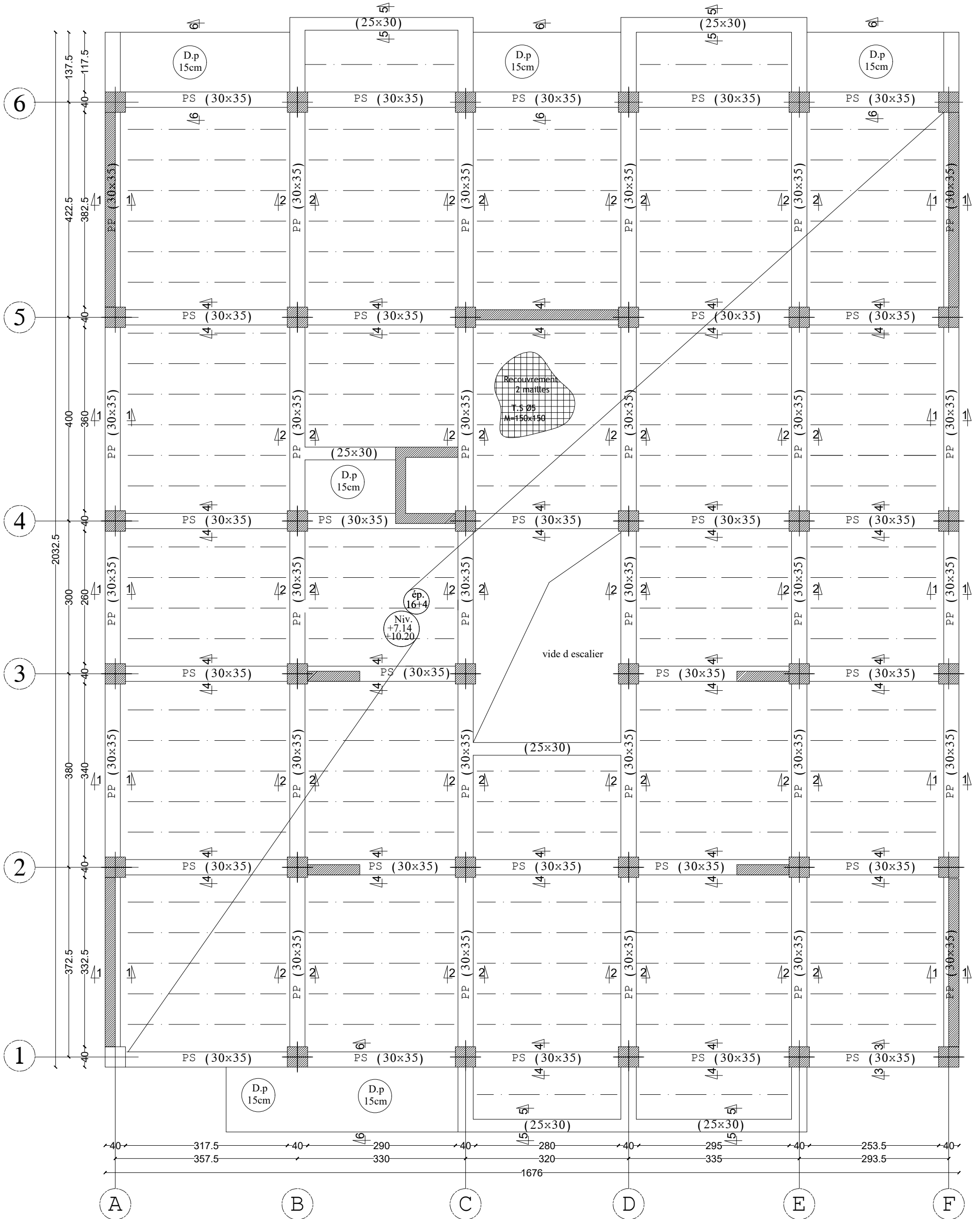
COFFRAGE PLANCHER NIV +4.08 -RDC



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par : Monsieur : ADJRAD	Titre: <b>COFFRAGE PLANCHER NIV +4.08</b>	Echelle: 1/50; 1/25
Etudié par : Mr : KACIMI SLIMANE		Planche N° :
		Promotion 2025

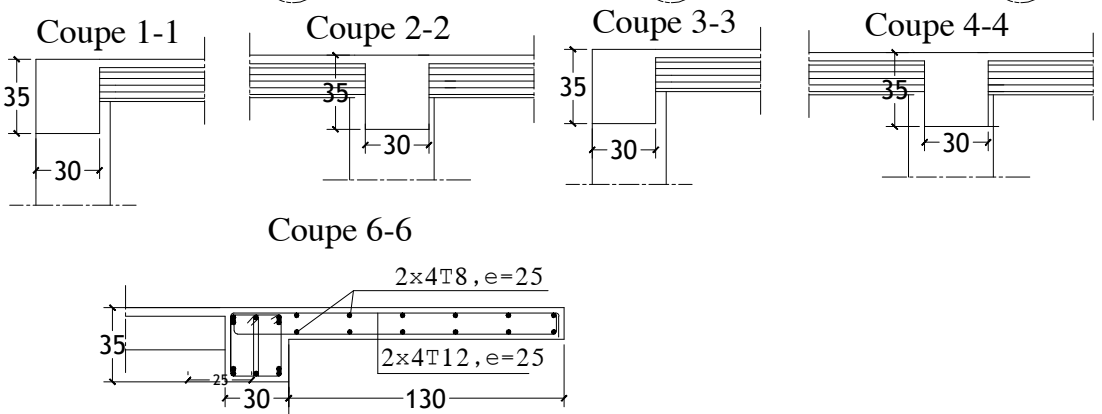
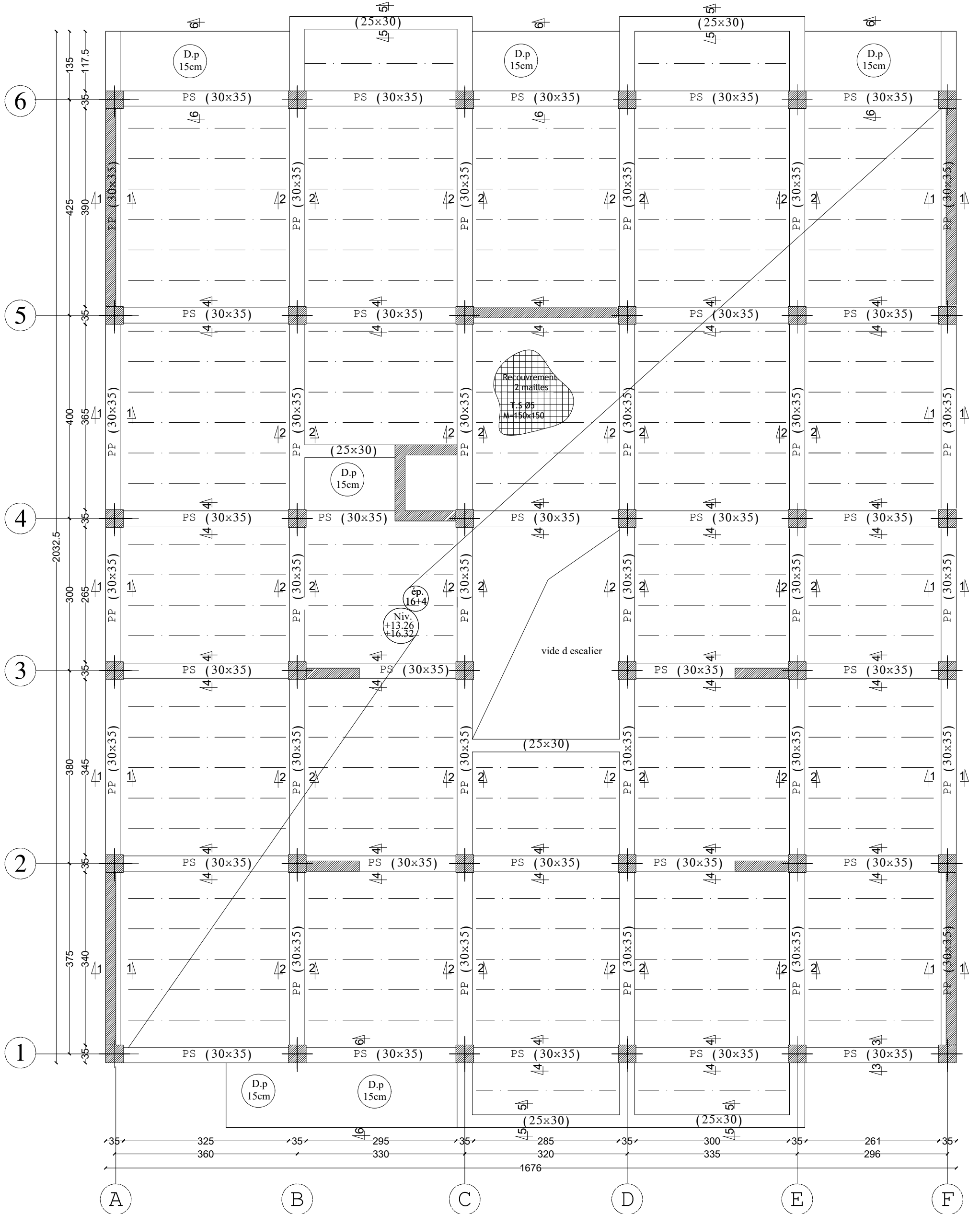
COFFRAGE PLANCHER NIV +7.14 ET +10.20 -1ER ET 2EME ETAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par : Monsieur : ADJRAD	Titre: <b>COFFRAGE PLANCHER NIV +7.14 ET +10.20</b>	Echelle:1/50;1/25
Etudié par : Mr :KACIMI SLIMANE		Planche N° :
		Promotion 2025

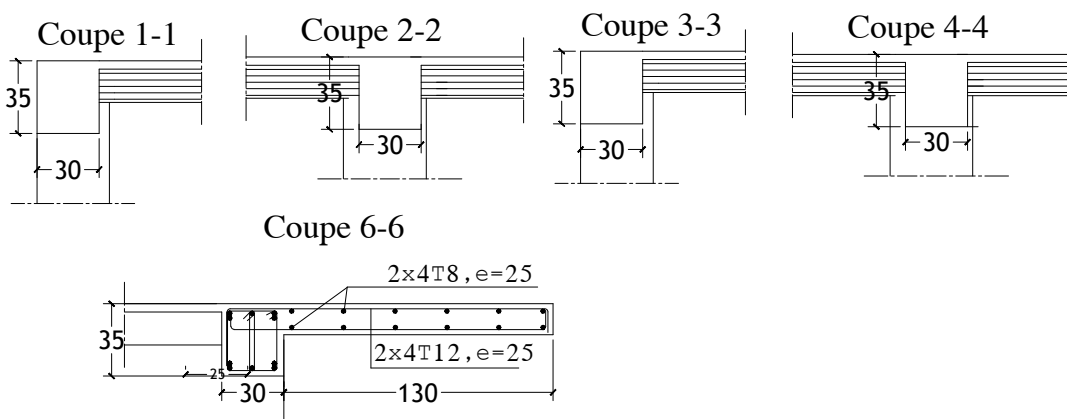
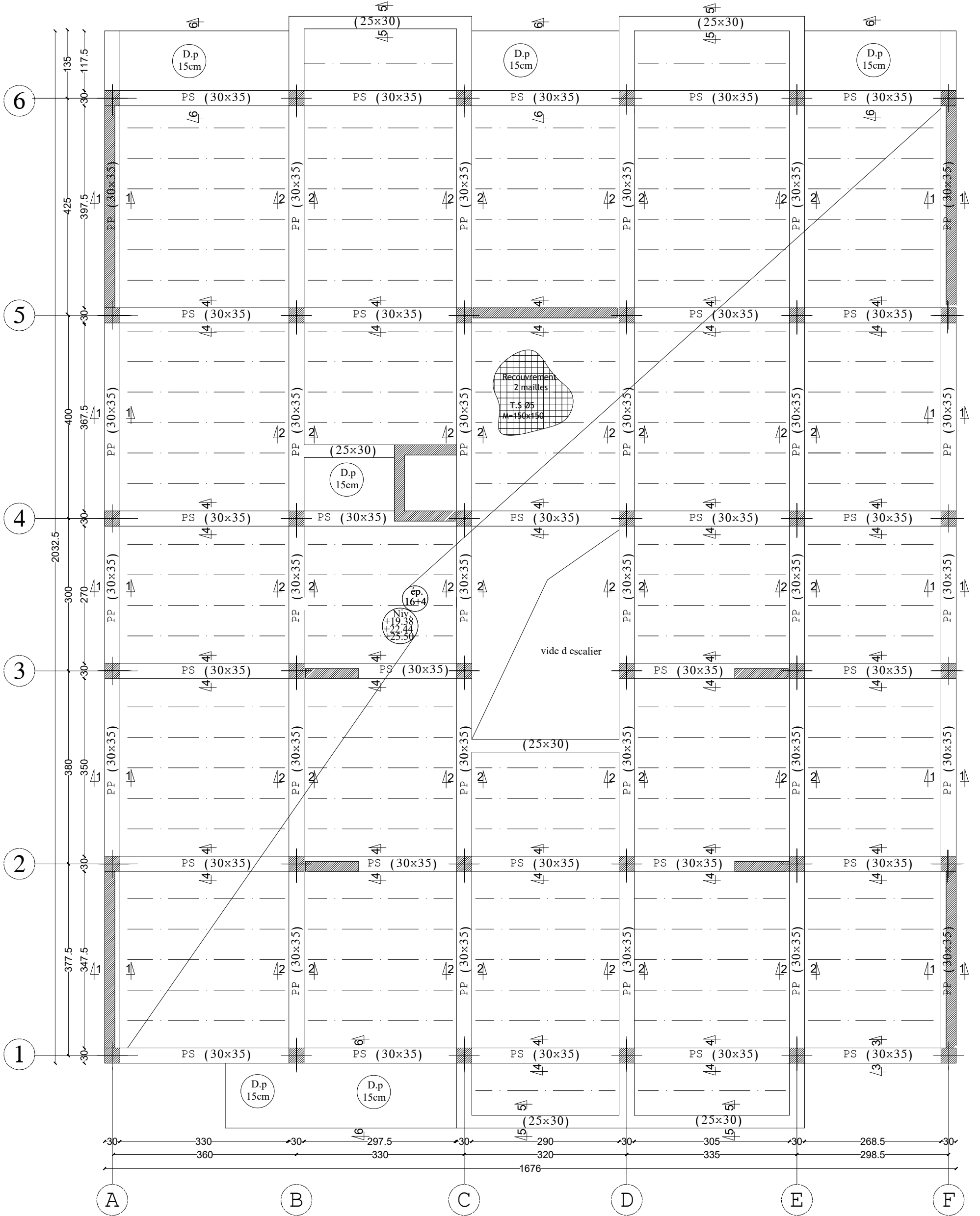
COFFRAGE PLANCHER NIV +13.26 ET +16.32 -3EME ET 4EME ETAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

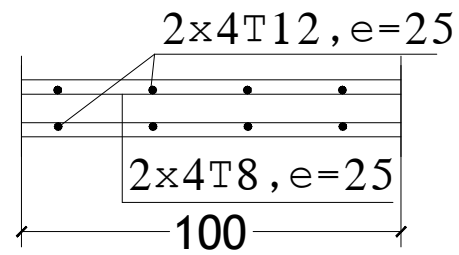
Dirigé par Monsieur : ADJRAD	Titre: <b>COFFRAGE PLANCHER NIV +13.26 ET 16.32</b>	Echelle: 1/50; 1/25
Etudié par Mr : KACIMI SLIMANE		Planche N° :
		Promotion 2025

COFFRAGE PLANCHER NIV +19.38 , +22.44 ET +25.50 -5EME,6EME ET 7EME ETAGE

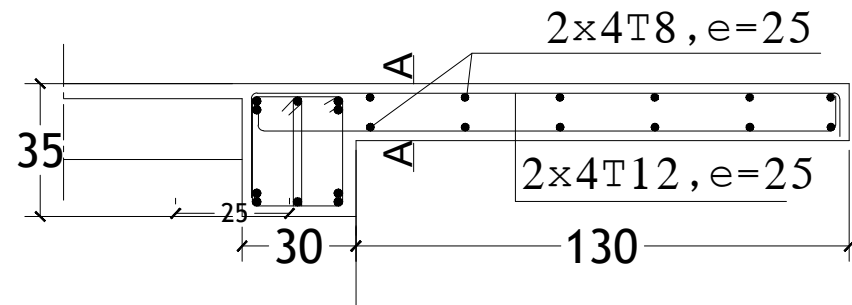


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par : Monsieur : ADJRAD	Titre: COFFRAGE PLANCHER NIV +19.38 ,+22.44 ET +25.50	Echelle:1/50;1/25 Planche N° : Promotion 2025
Etudié par : Mr :KACIMI SLIMANE		

Coupe A-A

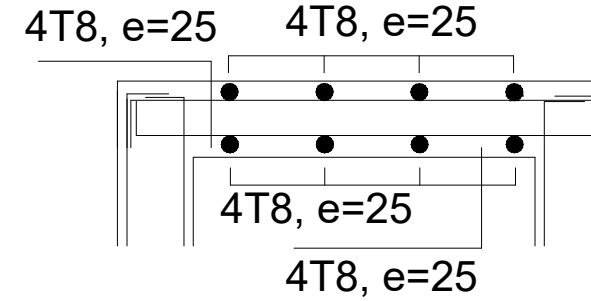


FERRAILLAGE DU BALCON

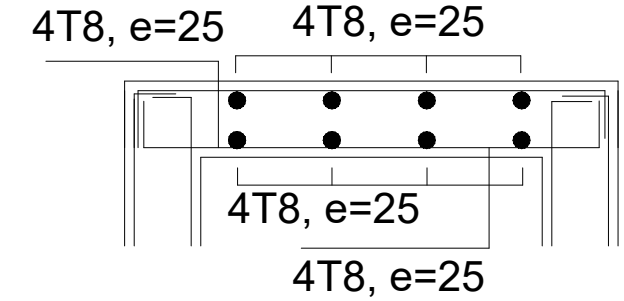


FERRAILLAGE DE LA SALLE MACHINE

SENS XX

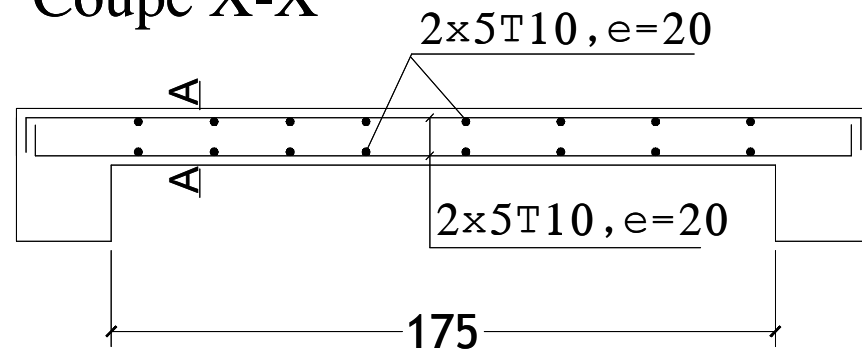


SENS YY

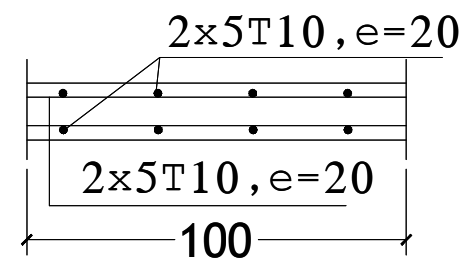


FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE

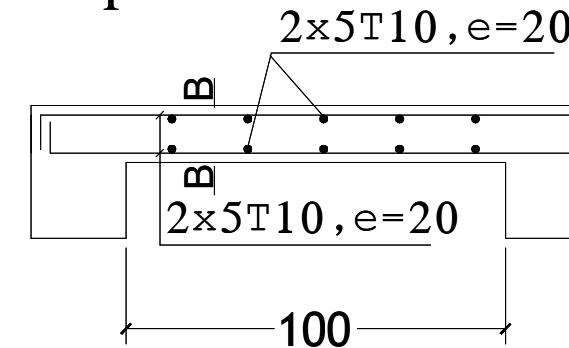
Coupe X-X



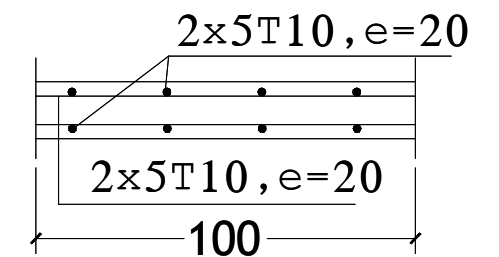
Coupe A-A



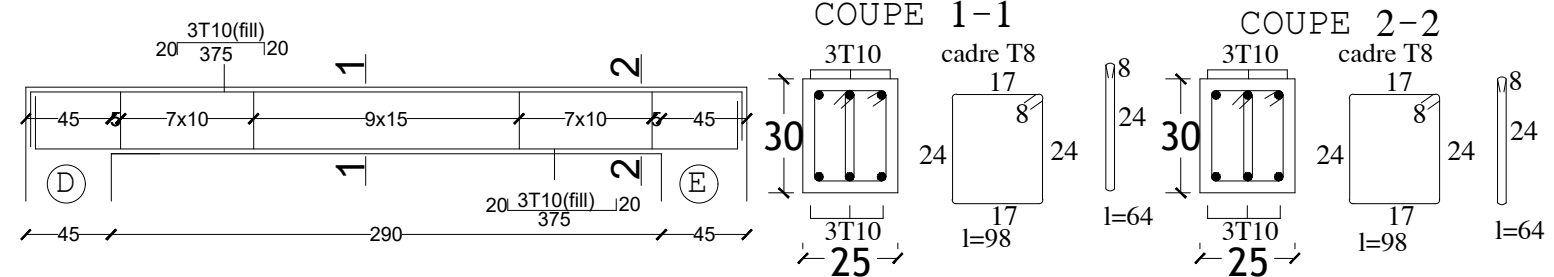
Coupe Y-Y



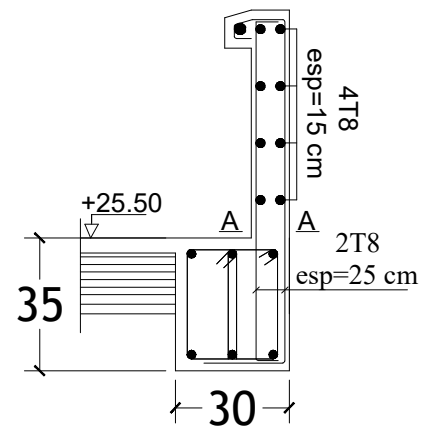
Coupe B-B



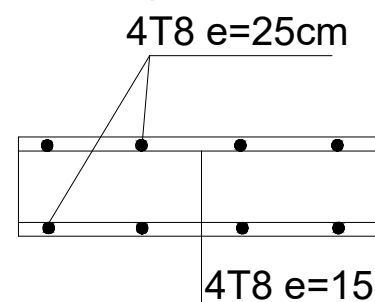
FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE



Ferrailage de l'acrotère



coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

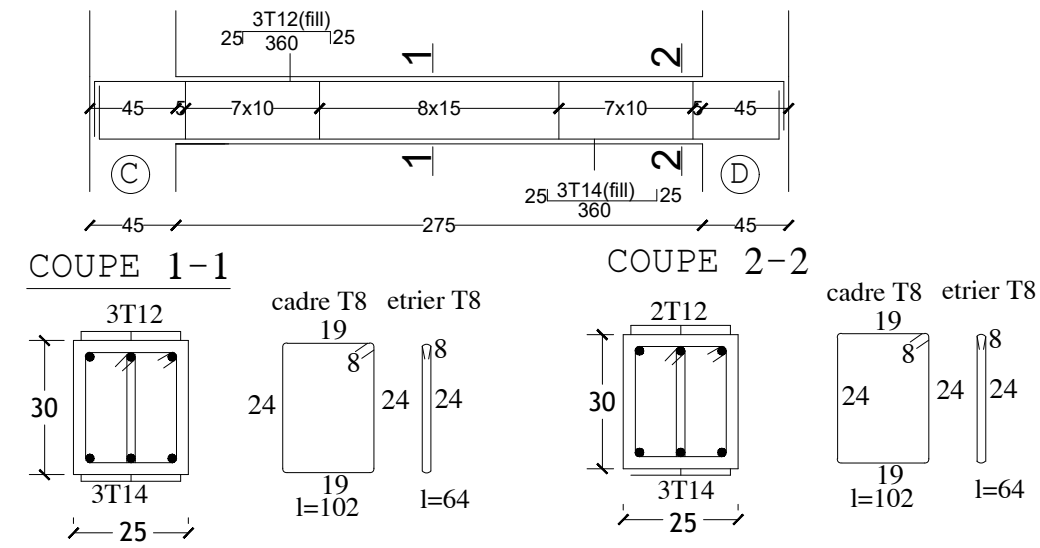
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :  
Monsieur : ADJRAD  
Etudié par :  
Mr :KACIMI SLIMANE

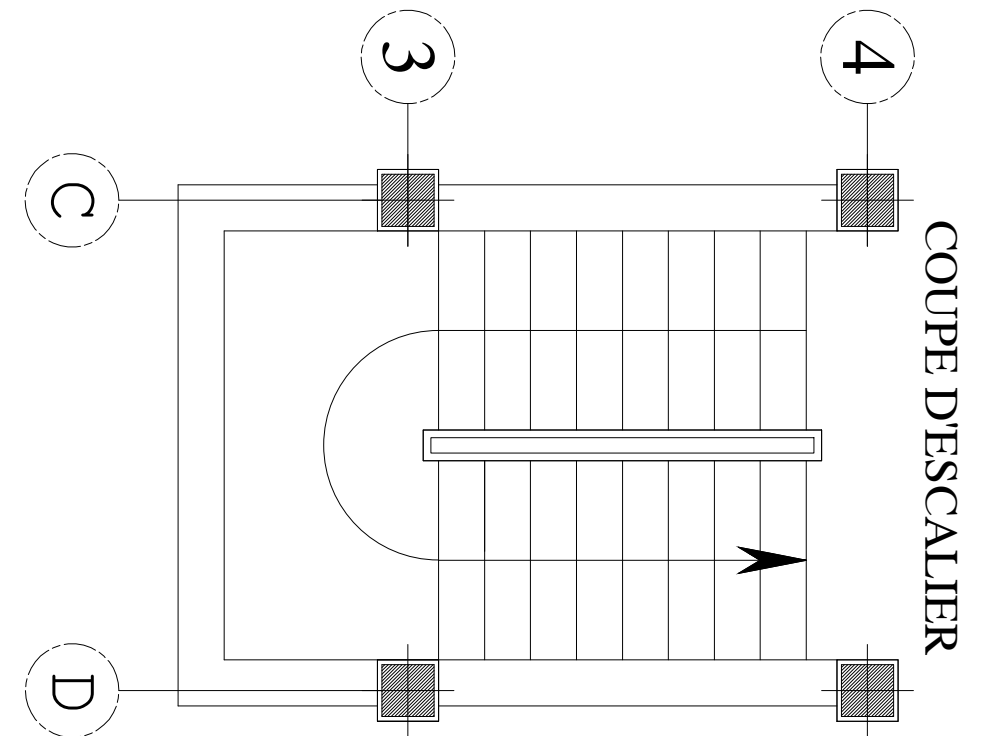
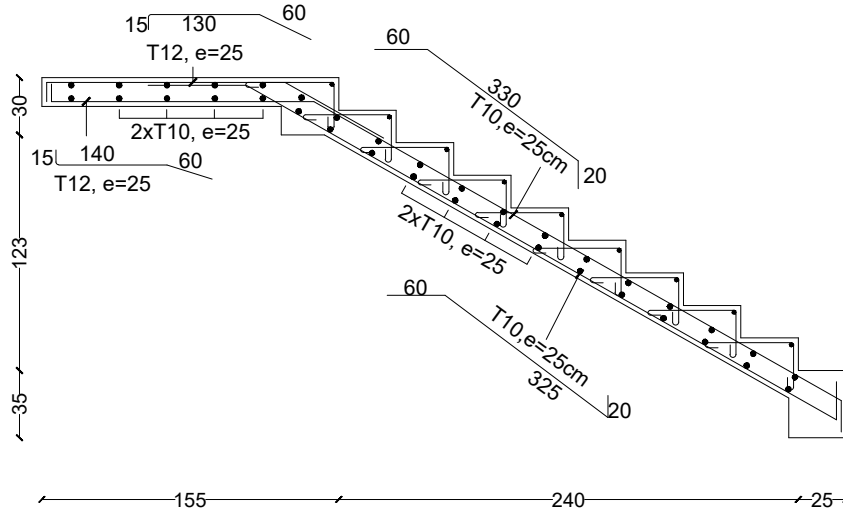
Titre:  
-COFFRAGE & FERRAILLAGE  
BALCON & ACROTERE  
POUTRE DE CHAINAGE  
DALLE PLEINE  
SALLE MACHINE

Echelle: 1/50; 1/25  
Planche  
N° :  
Promotion  
2025

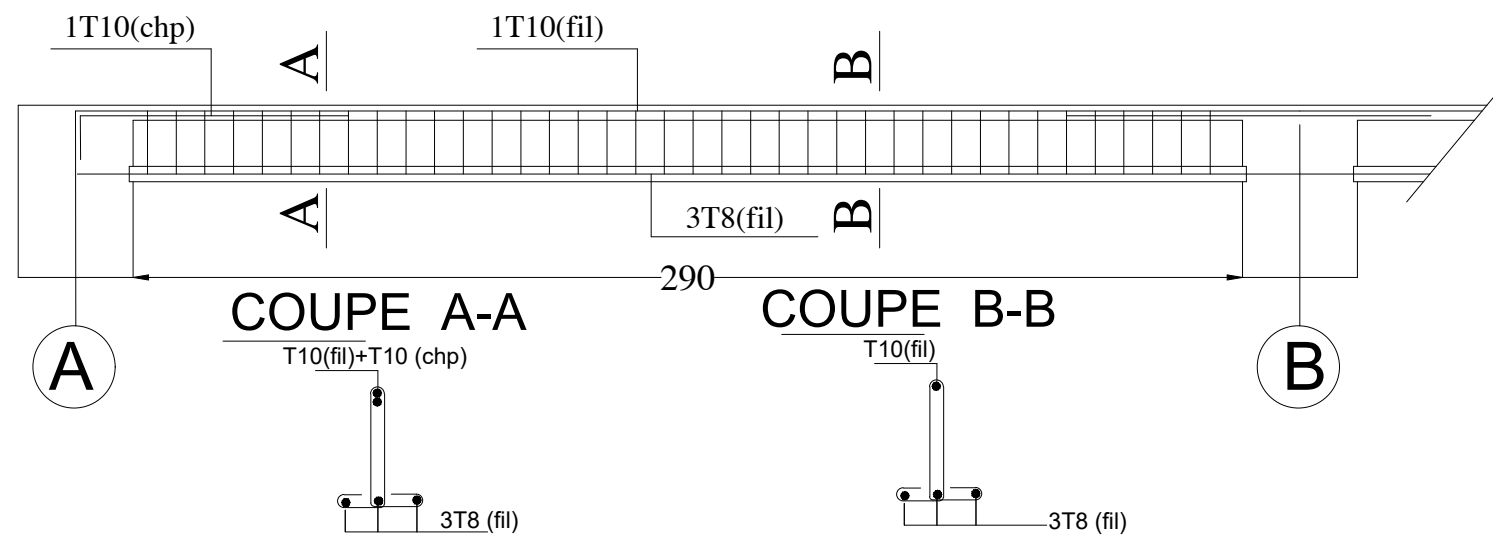
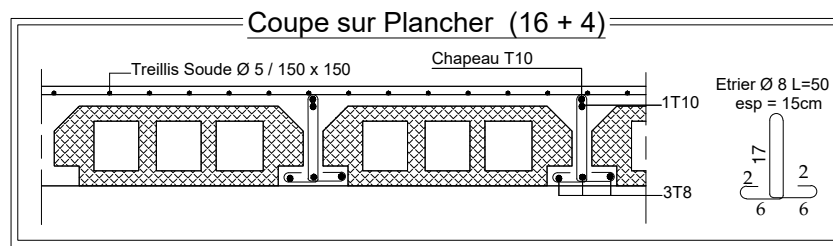
### FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



### FERRAILLAGE D'ESCALIER



### COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

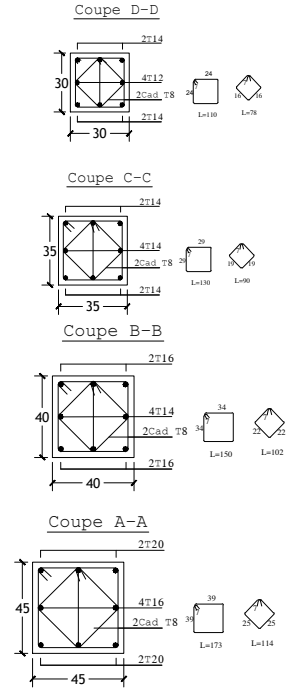
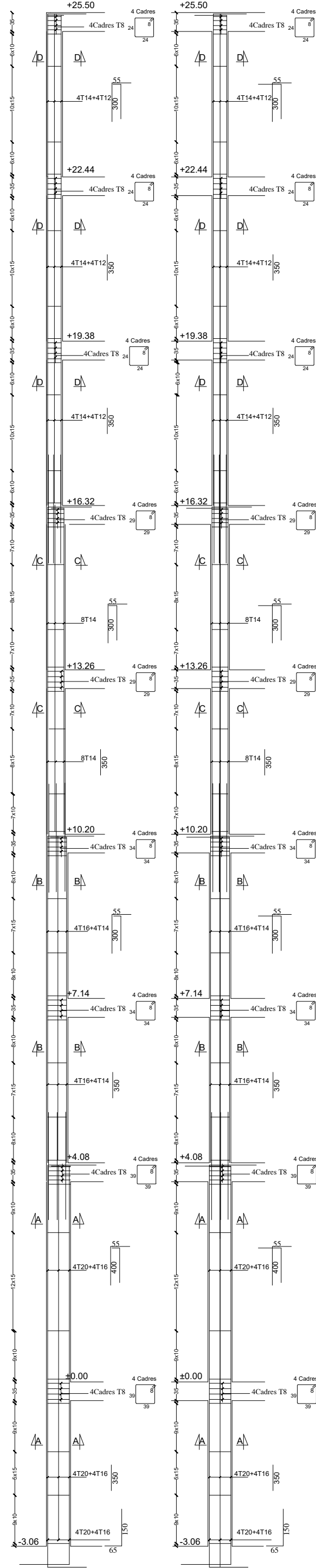
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :  
Monsieur : ADJRAD  
Etudié par :  
Mr :KACIMI SLIMANE

Titre:  
-COFFRAGE & FERRAILLAGE  
ESCALIER  
POUTRE PALIERE  
POUTRELLES

Echelle: 1/50; 1/25  
Planche  
N° :  
Promotion  
2025

POTEAU DE RIVE POTEAU INTERMEDIARE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

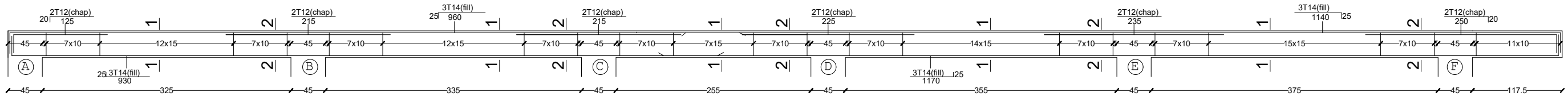
**Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil**

Echelle: 1/50; 1/25
Planche N° :
Promotion 2025

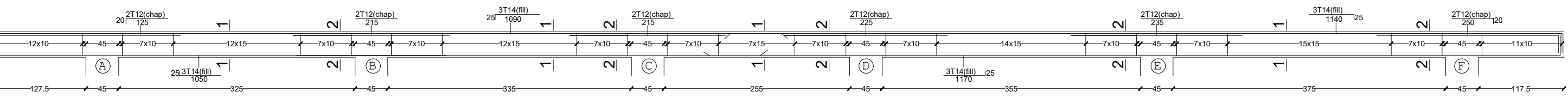
**Titre: -COFFRAGE & FERRAILLAGE DES POTEAUX, BALCON SALLE MACHINE ET ACROTÈRE**

Dirigé par :  
Monsieur : ADJRAD  
Etudié par :  
Mr : KACIMI SLIMANE

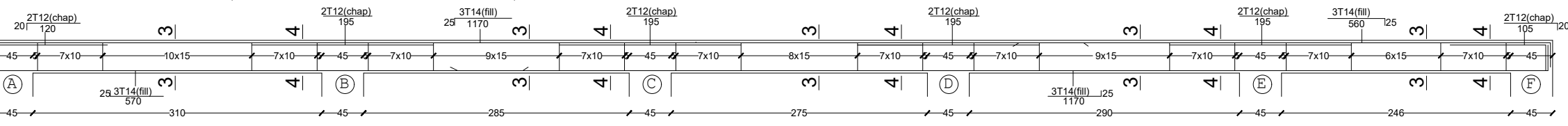
POUTRES PRINCIPALES  
AXE A ET F NIV +4.08



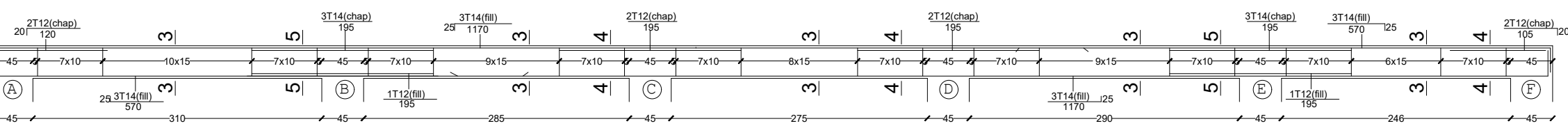
AXE B,C,D ET E NIV +4.08



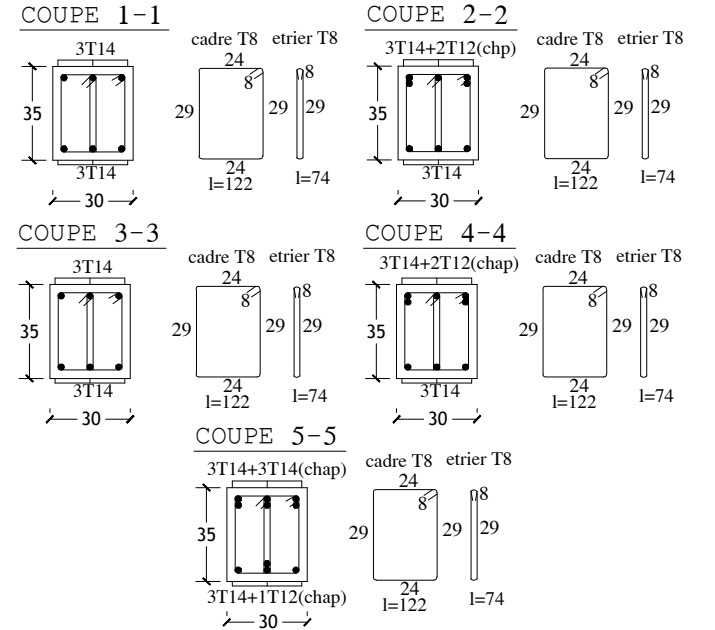
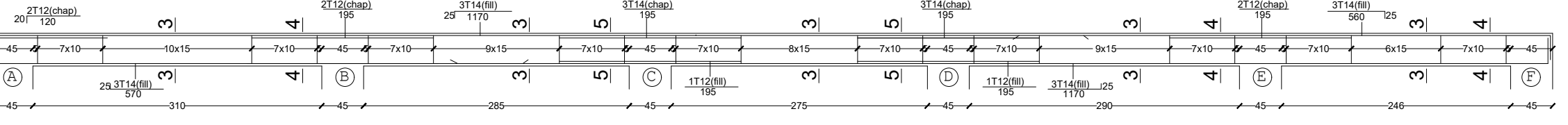
POUTRES SECONDAIRES  
AXE 1 NIV +4.08 (non solidaires aux voiles)



AXE 2 NIV +4.08 (solidaires aux voiles)



AXE 1 NIV +4.08

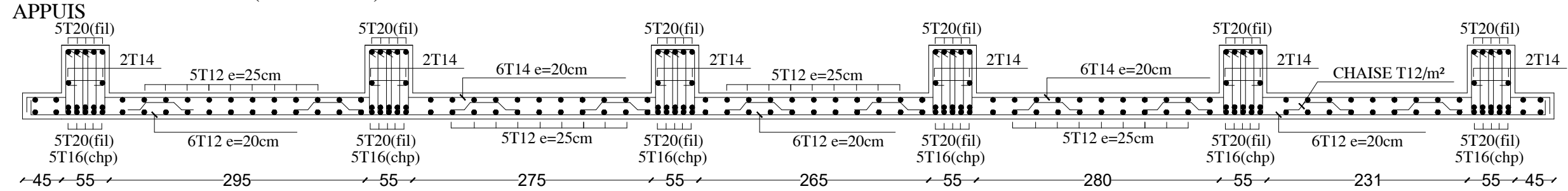


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

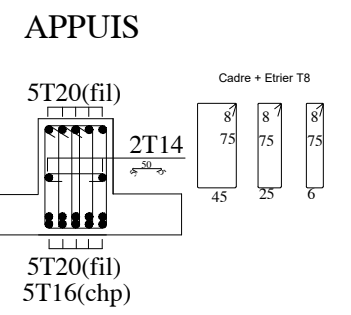
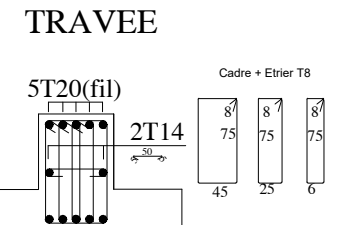
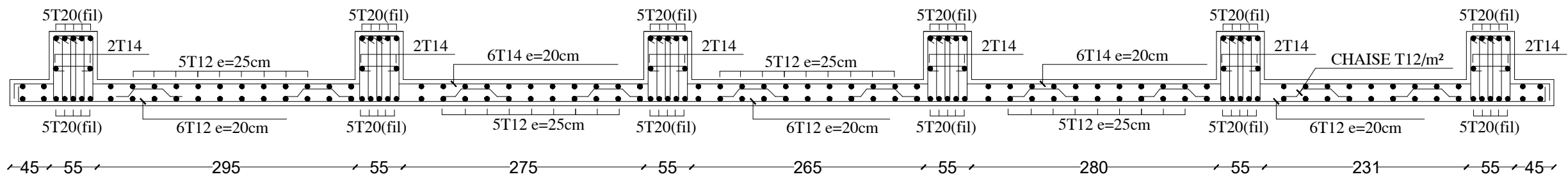
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par : Monsieur : ADJRAD	Titre: -COFFRAGE & FERRAILLAGE	Echelle: 1/50; 1/25
Etudié par : Mr : KACIMI SLIMANE	DES POUTRES	Planche N° :
		Promotion 2025

GRANDES PORTEES Y-Y (COUPE X-X)

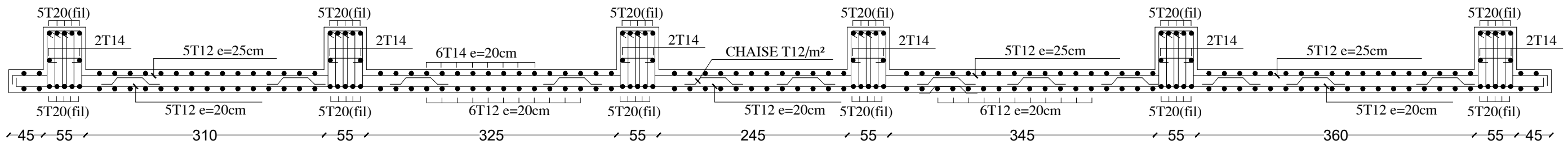


TRAVEE

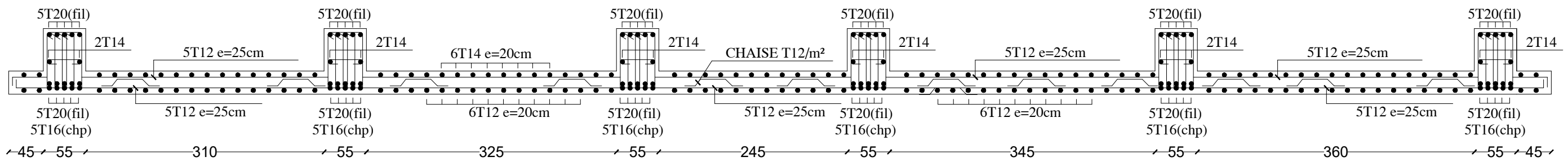


PETITES PORTEES X-X (COUPE Y-Y)

TRAVEES



APPUIS



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

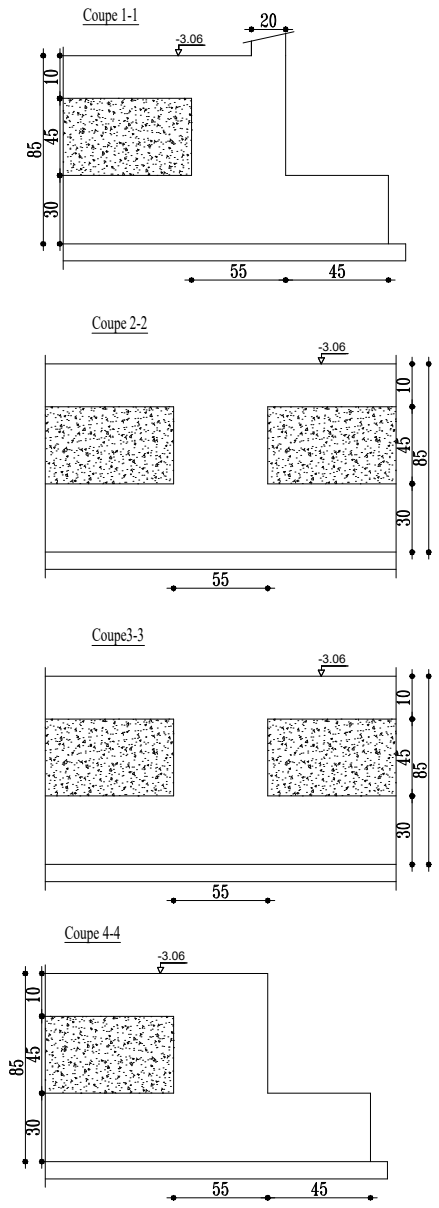
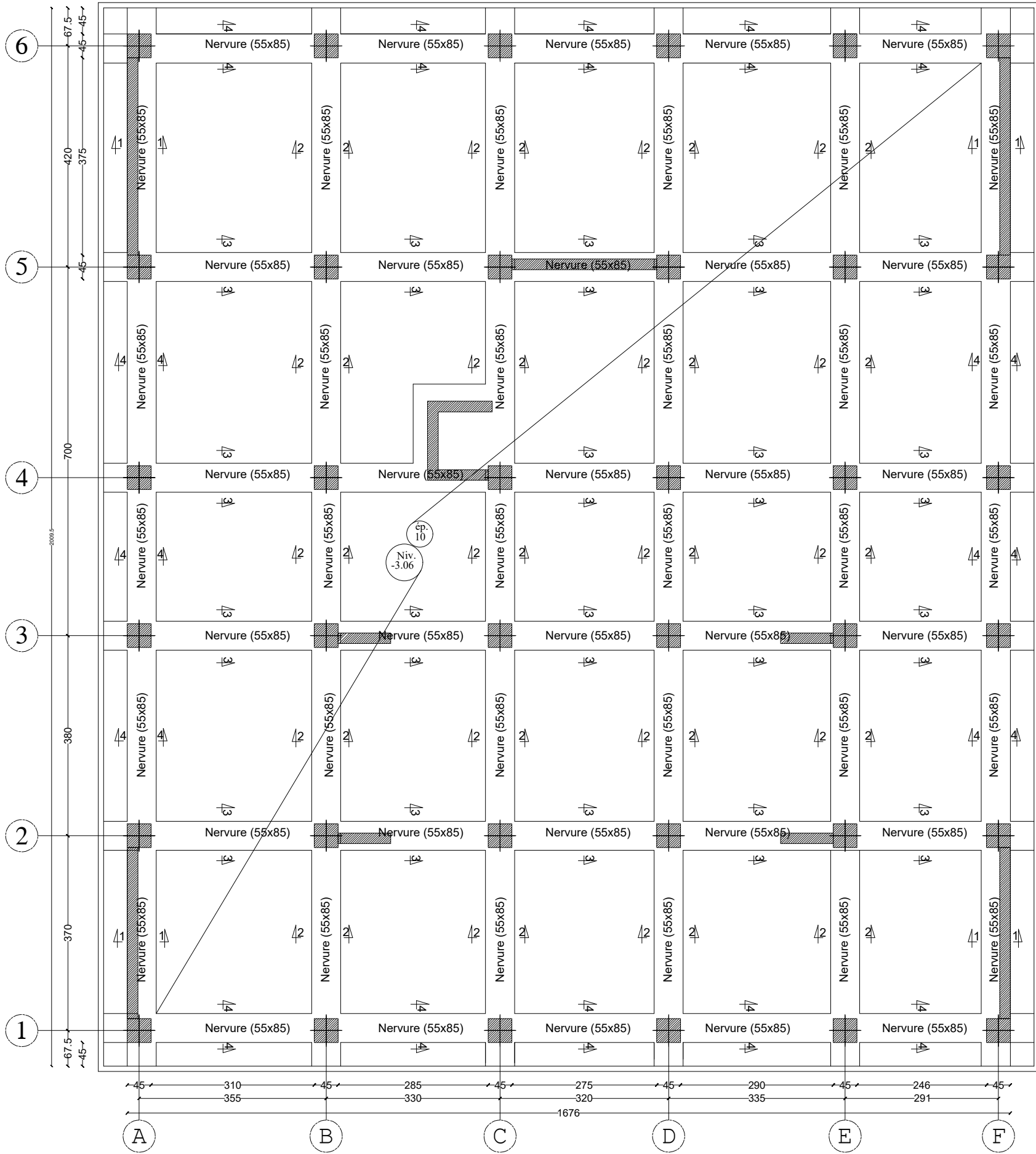
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :  
Monsieur : ADJRAD  
Etudié par :  
Mr : KACIMI SLIMANE

Titre:  
-COFFRAGE & FERRAILLAGE  
DES NERVURES ET  
DE LA DALLE RADIER

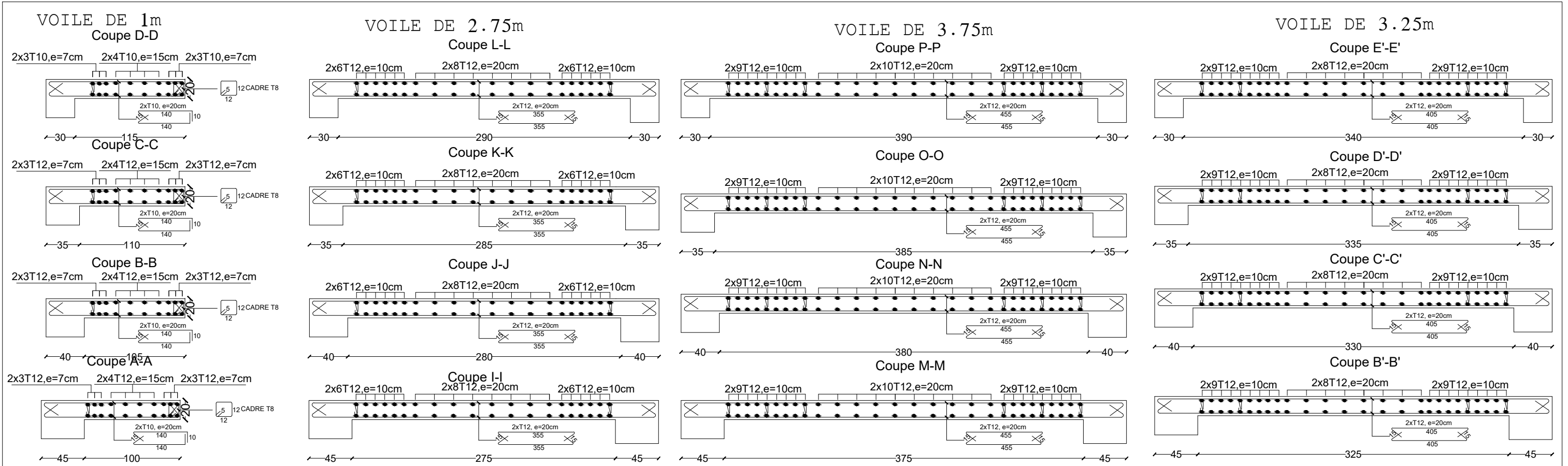
Echelle: 1/50; 1/25  
Planche  
N° :  
Promotion  
2025

COFFRAGE FONDATION NIV -3.06



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par : Monsieur : ADJRAD	Titre: <b>COFFRAGE FONDATION</b>	Echelle: 1/50; 1/25
Etudié par : Mr : KACIMI SLIMANE		Planche N° :
		Promotion 2025



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :  
Monsieur : ADJRAD  
Etudié par :  
Mr : KACIMI SLIMANE

Titre:  
**-COFFRAGE & FERRAILLAGE**  
**DES VOILES**

Echelle: 1/50; 1/25  
Planche  
N° :  
Promotion  
2025

