

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI de TIZI- OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

Département de Génie civil



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil.*

*Option : Construction Civiles et Industrielles.*

## Thème

*Etude d'un bâtiment (RDC+6Etages+charpente en bois)  
à usage d'habitation, bureaux et commercial  
-sous le logiciel ETABS-*

*Dirigé par : Mr. KACI.S*

*Présenté par :*

**Mr. IKOUIRENE LOTFI MOHAMED**

**Mr. IRBOUH AGHILES**

**Promotion: 2018/2019**

## Remerciements

On tient tout d'abord à remercier ALLAH le tout puissant de nous avoir donnés le courage, la patience et de nous avoir guidés tout au long de ce travail.

On présente nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr KACI pour ces orientations et ces précieux conseils durant l'élaboration de ce mémoire.

Il est agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance à monsieur BENYAHY et à l'ensemble des enseignants et du personnel du département du génie civil

Nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Notre reconnaissance s'étend également à nos chers camarades MESSAS.A et ZIANI.L

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.

Merci à tous

# Dédicace

Je dédie cet humble travail a ceux qui me pérenne la dignité, l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je les remercie pour leur soutien, amour et confiance

A mes très chers frères : Mohamed, Merzouk, Farid et Yacine

A mes chères sœurs : (Meriem et son mari Rabah), Zina et Thilelli

A mes chers neveux : Lina, Cerine et Aghiles

A tous mes amis (es) Karima, Amel, Melissa, Linda, Lysa et Lisa,  
Saïd et Kamel, Djamel, Hamza et Ahmed

A mon binôme et sa famille

A toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin

A toute la promotion 2018 /2019

Ce modeste travail est a vous, j'en serais pas là sans vous. MERCI

Aghiles

# Dédicace

Je dédie cet humble travail a ceux qui me pérenne la dignité, l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je les remercie pour leur soutien, amour et confiance

A mes chères sœurs : Sourour et Hanane

A tous mes amis (es) Karima, Amel, Melissa, Linda, Lysa et Lisa,

Saïd et Kamel, Djamel, Hamza et Ahmed

A mon binôme et sa famille

A toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin

A toute la promotion 2018 /2019

Ce modeste travail est a vous, j'en serais pas là sans vous. MERCI

Lotfi

# TABLE DES MATIERES

## Introduction Générale

### Chapitre I : Description de l'ouvrage

I-1 Introduction .....	2
I-2 Réglementation utilisée .....	2
I-3 Description de l'ouvrage .....	2
I-4 caractéristiques géométrique .....	3
I-5 Eléments composant la structure .....	3
I-5-1 ossature du bâtiment .....	3
I-5-2 les planchers .....	3
I-5-3 les balcons .....	4
I-5-4 les escaliers .....	4
I-5-5 les revêtements .....	5
I-5-6 la maçonnerie en brique .....	5
I-5-7 les voiles .....	6
I-5-8 la toiture .....	6
I-5-9 les fondations .....	6
I-6 les Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées .....	7
I-6-1 les états limites .....	7
I-6-2 le béton .....	8
I-6-3 les aciers .....	11
I-7 Protection d'armatures .....	14

### Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II-1 les planchers .....	16
II-1-1 plancher corps creux .....	16
II-1-2 dalle pleine .....	16
II-2 Pré-dimensionnement des poutres .....	17
II-3 Pré-dimensionnement des voiles .....	19
II-4 Pré-dimensionnement des poteaux .....	21
II-5 Détermination des charges et surcharges .....	21
II-5-1 les charges permanentes .....	22
II-5-2 les surcharges d'exploitations selon le DTR .....	24
II-5-3 descente de charges .....	24
II-5-4 surcharge d'exploitation .....	26
II-6 loi de dégression des surcharges .....	26

II-6-1 les surcharges cumulées.....	27
II-7 vérifications relatives aux coffrages.....	28
II-8 vérification des poteaux au flambement.....	29

### Chapitre III : calcul des éléments

III-1 Calcul des planchers .....	32
III-1-1 étude et ferrailage de la dalle de compression.....	32
III-1-2 détermination de la largeur de la table de compression.....	33
III-1-3 étude des poutrelles.....	34
III-1-4 calcul des efforts internes.....	36
III-1-5 application.....	39
III-1-6 calcul des armatures.....	43
III-1-7 vérification à l'ELU.....	45
III-1-8 calcul à l'ELS.....	47
III-1-9 vérification à l'ELS.....	50
III-2 calcul du balcon.....	52
III-2-1 introduction.....	52
III-2-2 dimensionnement du balcon.....	52
III-2-3 charges et surcharges du balcon.....	52
III-2-4 calcul à l'ELU.....	53
III-2-5 calcul à l'ELS.....	53
III-2-6 ferrailage du balcon.....	53
III-2-7 vérification à l'ELU.....	54
III-2-8 vérification à l'ELS.....	55
III-3 calcul des Escaliers.....	57
III-3-1 introduction.....	57
III-3-2 calcul des Escaliers pour les étages courants .....	58
III-3-3 calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.....	61
III-3-4 ferrailage des escaliers.....	63
III-3-5 vérification à l'ELU.....	64
III-3-6 Calcul à l'ELS .....	67
III-3-7 Vérification à l'ELS.....	69
III-4- Calcul de la poutre palière.....	72
III-4-1 introduction.....	72

III-4-2 pré-dimensionnement de la poutre palière .....	72	
III-4-3 détermination des charges.....	73	
III-4-4 combinaison de charges.....	73	
III-4-5 Calcul des efforts à l'ELU.....	73	
III-4-6 calcul des armatures.....	74	
III-4-7 vérification à l'ELU.....	75	
III-4-8 calcul à l'ELS.....	77	
III-4-9 vérification à l'ELS.....	78	
III-5 étude de la poutre de chaînage.....	80	
III-5-1 introduction.....	80	
III-5-2 dimensionnement de la poutre.....	80	
III-5-3 évaluation des charges.....	80	
III-5-4 combinaison de charge.....	81	
III-5-5 calcul des efforts internes.....	81	
III-5-6 ferrailage à l'ELU.....	84	
III-5-7 vérification à l'ELU.....	85	
III-5-8 vérification à l'ELS.....	87	
III-6 Étude de la charpente.....	89	
III-6-1 introduction.....	89	
III -6-2 Détermination des charges et surcharges .....	89	
III-6-3 combinaison de charges .....	89	
III-6-4 choix des sections.....	89	
III-6-5 choix des poids.....	90	
III-6-6 détermination des efforts revenants aux différents éléments.....	90	III-
6-7 dimensionnement des éléments de la charpente.....	90	

#### **Chapitre IV : modélisation et présentation du logiciel ETABS**

IV-1 définition d'un logiciel de calcul.....	96
IV-2 description de logiciel ETABS.....	96
IV-2 quelques définitions.....	96
IV-3 manuel d'utilisation du logiciel ETABS.....	97

#### **Chapitre V : vérification des exigences du RPA 99 version 2003**

V-1 présentation de l'ouvrage.....	117
V-2 étude dynamique.....	117
V-2-1 participation de la masse modale de la structure.....	117



V-2-2 nombre de modes propres.....	118
V-2-3 vérification de l'effort tranchant à la base .....	118
V-2-4 vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	120
V-2-5 vérification de la période fondamentale .....	120
V-2-6 étude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R.....	121
V-2-7 calcul du facteur d'amplification dynamique .....	125
V-2-8 calcul du facteur de qualité Q .....	125
V-2-9 détermination du poids de la structure W .....	126
V-2-10 calcul de l'effort tranchant à la base .....	127
V-2-11 vérification des déplacements relatifs .....	129
V-2-12 vérification de l'effet P-Delta .....	131
V-2-13 stabilité au renversement.....	133

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

VI-1 ferrailage des poteaux.....	136
VI-1-1 introduction.....	136
VI-1-2 recommandations du RPA 2003 .....	136
VI-1-3 vérification à l'ELU.....	139
VI-1-4 vérification à l'ELS.....	144
VI-2 ferrailage des poutres.....	146
VI-2-1 introduction.....	146
VI-2-2 recommandations du RPA 2003.....	146
VI-2-3 calcul des armatures (ELU).....	147
VI-2-4 vérification à l'ELU.....	150
VI-2-5 vérification à l'ELS.....	153
VI-3 ferrailage des voiles.....	156
VI-3-1 introduction.....	156
VI-3-2 combinaison d'action.....	156
VI-3-3 exposé de la méthode du ferrailage.....	156
VI-3-4 détermination des diagrammes de contraintes.....	157
VI-3-5 détermination des armatures.....	158
VI-3-6 vérifications .....	160
VI-3-7 exemple de calcul.....	161



## Chapitre VII : Étude du mur plaque

VII-1 Introduction .....	169
VII-2 pré-dimensionnement du mur plaque.....	169
VII-3 les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.....	169
VII-4 détermination des sollicitations.....	169
VII-5 calcul à l'ELU.....	170
VII-6 calcul à l'ELS.....	170
VII-7 charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m.....	171
VII-8 calcul du moment sollicitant.....	171
VII-9 recommandations du RPA 99 version 2003.....	172
VII-10 vérification à l'ELS.....	173

## Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure

VIII-1 Introduction .....	175
VIII-2 Choix du type de fondation.....	175
VIII-2-1 semelles isolées.....	175
VIII-2-2 semelles filantes .....	176
VIII-2-1 radier .....	179
VIII-3- Ferrailage du radier .....	186
VIII-3-1 ferrailage de la dalle du radier.....	186
VIII-3-2 vérifications à l'ELU.....	188
VIII-3-3 vérification des contraintes à l'ELS.....	189
VIII-3-4 Ferrailage du débord.....	190
VIII-3-5 Ferrailage des nervures.....	191
VIII-3-6 Vérification à l'ELU.....	195
VIII-5-2 Vérification des contraintes à l'ELS.....	197

## Liste des figures

### Chapitre I : Présentation et caractéristiques de l'ouvrage

Figure I.1 : Les éléments constituant un plancher

Figure I.2 : Dalle pleine

Figure I.3 : Composants d'un escalier

Figure I.4 : Mur extérieur

Figure I.5 : Schémas descriptifs de la toiture

Figure I.6 : Treillis soudés

Figure I.7 : Diagramme contraintes – déformations

### Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux

Figure II.2 : Sections adoptées des poutres

Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

Figure II.4 : Coupe des voiles en plan

Figure II.5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant

Figure II.6 : Coupe transversale du mur double cloison

Figure II.7 : Coupe transversale du mur en simple cloison

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

Figure II.9 : Schéma de calcul d'un versant de la toiture

### Chapitre III : calcul des éléments

Figure III.1.1 : Ferrailage de la dalle de compression

Figure III.1.8 : Schéma de la table de compression

Figure III.1.9 : Schéma de calcul de la poutrelle

Figure III.1.10 : Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

Figure III.1.11 : Méthode des trois moments

Figure III.1.12 : Schéma statique n°1 de la poutrelle

Figure III.1.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU. . Figure III.1.14 : Schéma statique de la poutrelle n 2.

Figure III.1.15 : Diagramme de moments fléchissant à l'ELU

Figure III.1.16 : Diagramme des efforts tranchant

Figure III.1.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Figure III.1.18 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

. Figure III.2.19 : Schéma statique du balcon

Figure III.3.20 : Principaux termes relatifs à un escalier

Figure III.3.21 : Pré dimensionnement de l'escalier étage courant

Figure III.3.22 : Schéma statique de calcul a l'ELU.

Figure III.3.23 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

Figure III.3.24 : Schéma statique de calcul a l'ELS

Figure III.3.25 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

Figure III.4.1 : Schéma statique de la poutre palière

Figure III.4.2: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

Figure III.4.3: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

Figure III.5.1: Les dimensions de la poutre de chainage .

Figure III.5.2: Schéma du chargement à l'ELU

Figure III.5.3: Schéma du chargement à l'ELS

Figure III.5.4: Diagrammes des efforts internes à l'ELU

Figure III.5.5: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

Figure III.6.1:Schéma du chargement de la panne .

Figure III.6.2 : Schéma du chargement des chevrons.

Figure III.6.3 : Schéma statique de la panne

## **Chapitre IV: Modélisation et présentation du logiciel ETABS**

Figure IV.26 : Version du logiciel ETABS utilisée

Figure IV.2 : Choix des unités

Figure IV.3 : Démarrer un nouveau model

Figure IV.27 : La géométrie de base

Figure IV.28 : Les lignes de construction

Figure IV.29 : Définition des étages

Figure IV.30 : Définition des matériaux

Figure IV.31 : Les matériaux béton et bardage

Figure IV.32 : Vérification des dimensions

Figure IV.33 : Définition des éléments lignes

Figure IV.34 : Spécification de l'enrobage

Figure IV.35 : Définition des poutres de chaînage

Figure IV.36 : Définition des poutres principales

Figure IV.37 : Définition des éléments surfaciques

Figure IV.38 : Définition des appuis

Figure IV.39 : Vue en 3 D de la structure

Figure IV.40 : Définition de la masse sismique

Figure IV.41 : Définition des diaphragmes

Figure IV.42 : Vue en plan après l'assignement des diaphragmes

Figure IV.43 : Définition des cas de charges

Figure IV.44 : Introduction des charges pour les dalles pleines

Figure IV.45 : Introduction des charges pour les planchers des étages courants

Figure IV.46 : Introduction des charges \_ plancher étage de service

Figure IV.47 : Introduction des charges \_ plancher RDC

Figure IV.48 : Introduction des charges pour la poutre palière

Figure IV.49 : Introduction des charges pour la toiture

Figure IV.50 : Définition du spectre du calcul

Figure IV.51 : Introduction du spectre dans ETABS

Figure IV.52 : Définition de la réponse sismique dans les deux directions

Figure IV.53 : Les combinaisons de charges

Figure IV.54 : Définition des options d'analyse

Figure IV.55 : Lancement de l'analyse

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

Figure V.56 : Les options pour l'obtention du tableau des informations modales

Figure V.57 : La période et les masses participante

Figure V.58 : Déplacements absolu sous l'action Ex et Ey

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

Figure VI.3.1 : Diagramme d'une section entièrement comprimé

Figure VI.3.2 : Diagramme d'une section partiellement comprimé

Figure VI.3.3 : Diagramme d'une section entièrement comprimé

Figure VI.3.4 : Disposition des armatures verticales

## **Chapitre VII: Etude de mur plaque**

Figure VII.1 : Schéma statique du mur plaque du RDC

Figure VII.2 : Diagramme des contraintes horizontales à l'ELU

Figure VII.3 : Diagramme des contraintes horizontales à l'ELS

Figure VII.4 : plaque rectangulaire uniformément chargée, un coté encastré, les trois autres simplement appuyés

Figure VII.5 : Schéma de ferrailage du mur plaque

## **Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure**

Figure VIII.1 : Schéma statique de calcul du débord du radier

Figure VIII.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des petites portées).

Figure VIII.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des grandes portées).

: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des petites portées).

Figure VIII.4

Figure VIII.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des grandes portées).

## Liste des tableaux

### Chapitre I : Présentation et caractéristiques de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

### Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Charges revenant au plancher étage courant

Tableau II.2 : Charges revenant au plancher sous toiture

Tableau II.3 : Charges revenant aux murs extérieurs

Tableau II.4 : Charges revenant aux murs intérieurs

Tableau II.5 : Charges revenant à la toiture

Tableau II.6 : Surcharges d'exploitation selon le DTR

Tableau II.7 : Coefficients de dégression de surcharge

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charge

### Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III.1.2 : Rapport des portées successives

Tableau III.1.3 : Calcul des moments aux travées

Tableau III.1.4 : Calcul des moments aux travées.

.Tableau III.1.5 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.1.6 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS

Tableau III.2.7 : Charges permanentes du balcon

Tableau III.2.8 : Charge concentrée sur le balcon dû au poids propre du garde-corps

Tableau III.3.1 : Charge permanente de la volée

Tableau III.3.2 : Charges permanentes du palier

Tableau III.3.3 : Calcul de l'effort tranchant à l'ELS

Tableau III.3.4 : Calcul du moment fléchissant à l'ELS

Tableau III.6.9 : Charges permanentes de la toiture

### Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA 99 version 2003

Tableau V.1 : Période choisie en fonction de la condition sur T

Tableau V.2 : Valeurs du coefficient de comportement R

Tableau V.3 : Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens X-X

Tableau V.4 : Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens Y-Y

Tableau V.5 : Déplacements relatifs

Tableau V.6 : L'effet P-Delta selon le sens X-X

Tableau V.7 : L'effet P-Delta selon le sens Y-Y

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

Tableau VI.1.10 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Tableau VI.1.11 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version 2003      Tableau VI.1.12 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux

Tableau VI.1.13 : Valeurs de «  $\lambda_g$  » et «  $\rho_a$  » pour les différentes sections des poteaux.

Tableau VI.1.14 : Détermination des armatures transversales

Tableau VI.1.15 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux

Tableau VI.1.16 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux

Tableau VI.2.1 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres

Tableau VI.2.2 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principales

Tableau VI.2.3 : Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires

Tableau 17 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales

Tableau VI.2.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires

Tableau VI.3.1 : Caractéristiques géométriques

Tableau VI.3.2: Ferrailage adopté

Tableau VI.3.3 : Ferrailage du voile longitudinal VL1

Tableau VI.3.4 : Ferrailage du voile longitudinal VL2

Tableau VI.3.5 : Ferrailage du voile transversal VT1

## **Chapitre VII: Etude de mur plaque**

Tableau VII.1: Ferrailage du mur plaque

## **Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure**

Tableau VIII.1 : semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Tableau VIII.2 : semelles filantes sous voiles (sens transversal)



Tableau VIII.3 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux

Tableau VIII.4 : Détermination du poids propre du radier

Tableau VIII.5 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Tableau VIII.7 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées.

Tableau VIII.8 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées

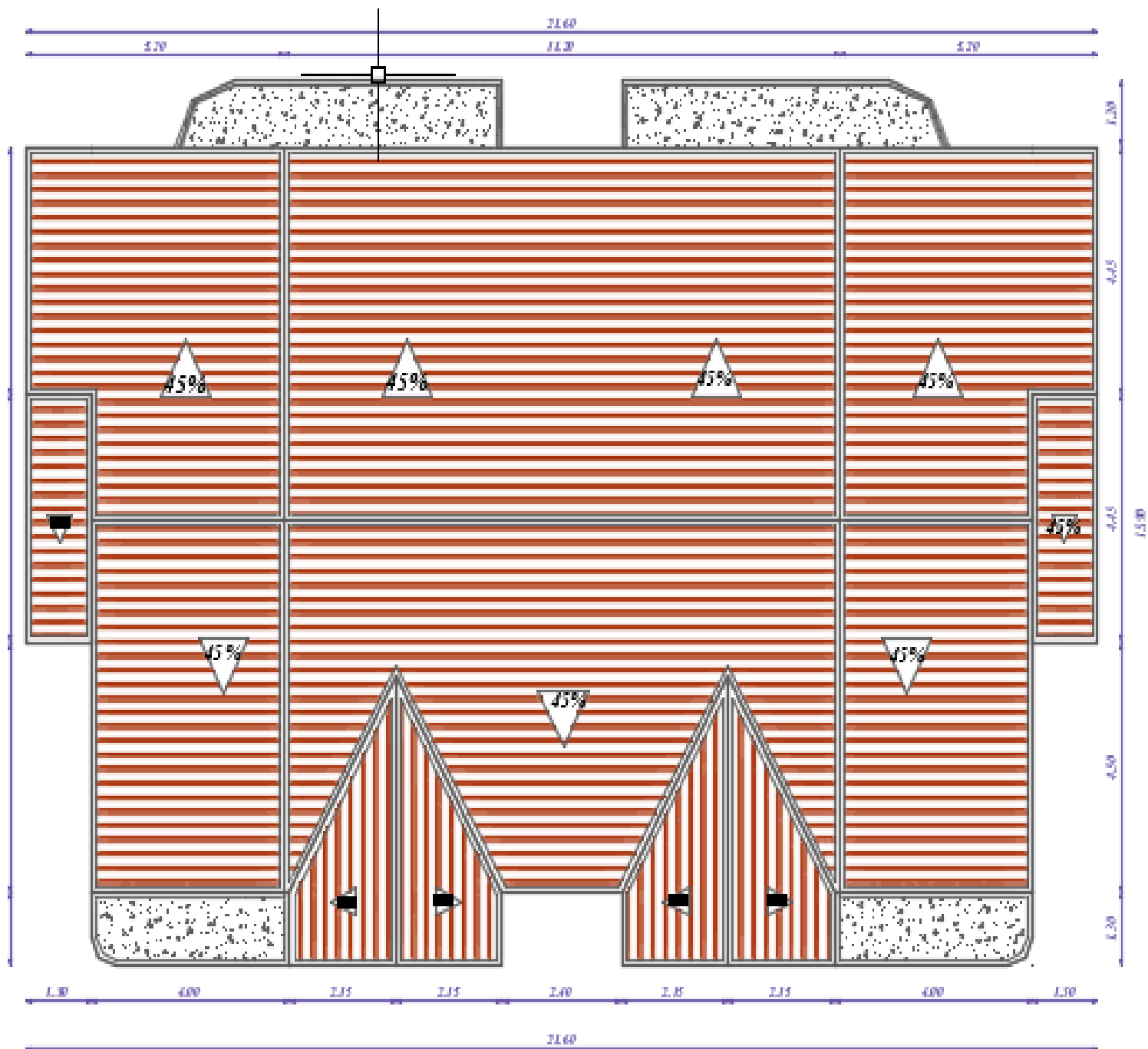
Tableau VIII.9 : Résultats du calcul des armatures des nervures.

Tableau VIII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures



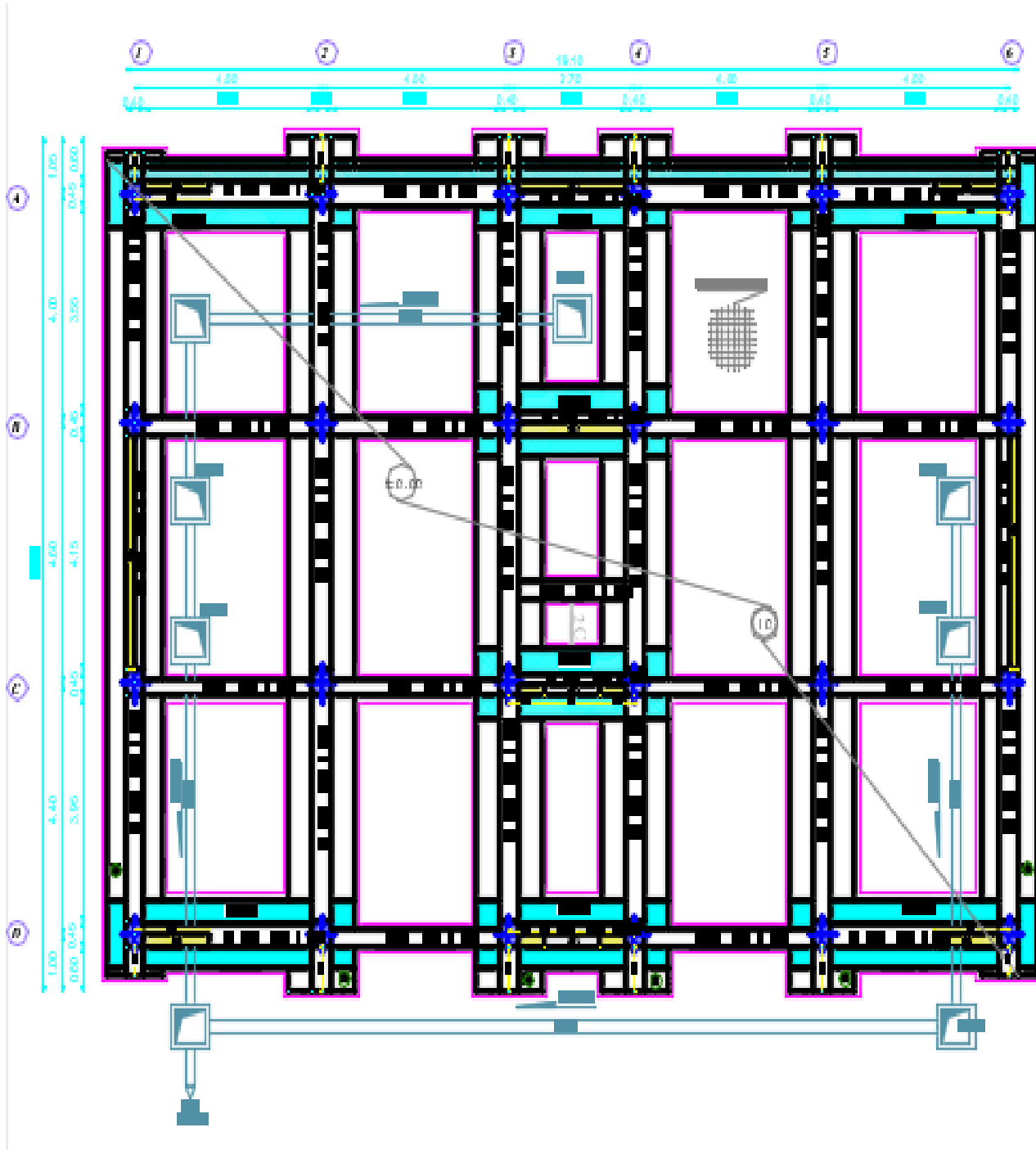
FAÇADE PRINCIPALE

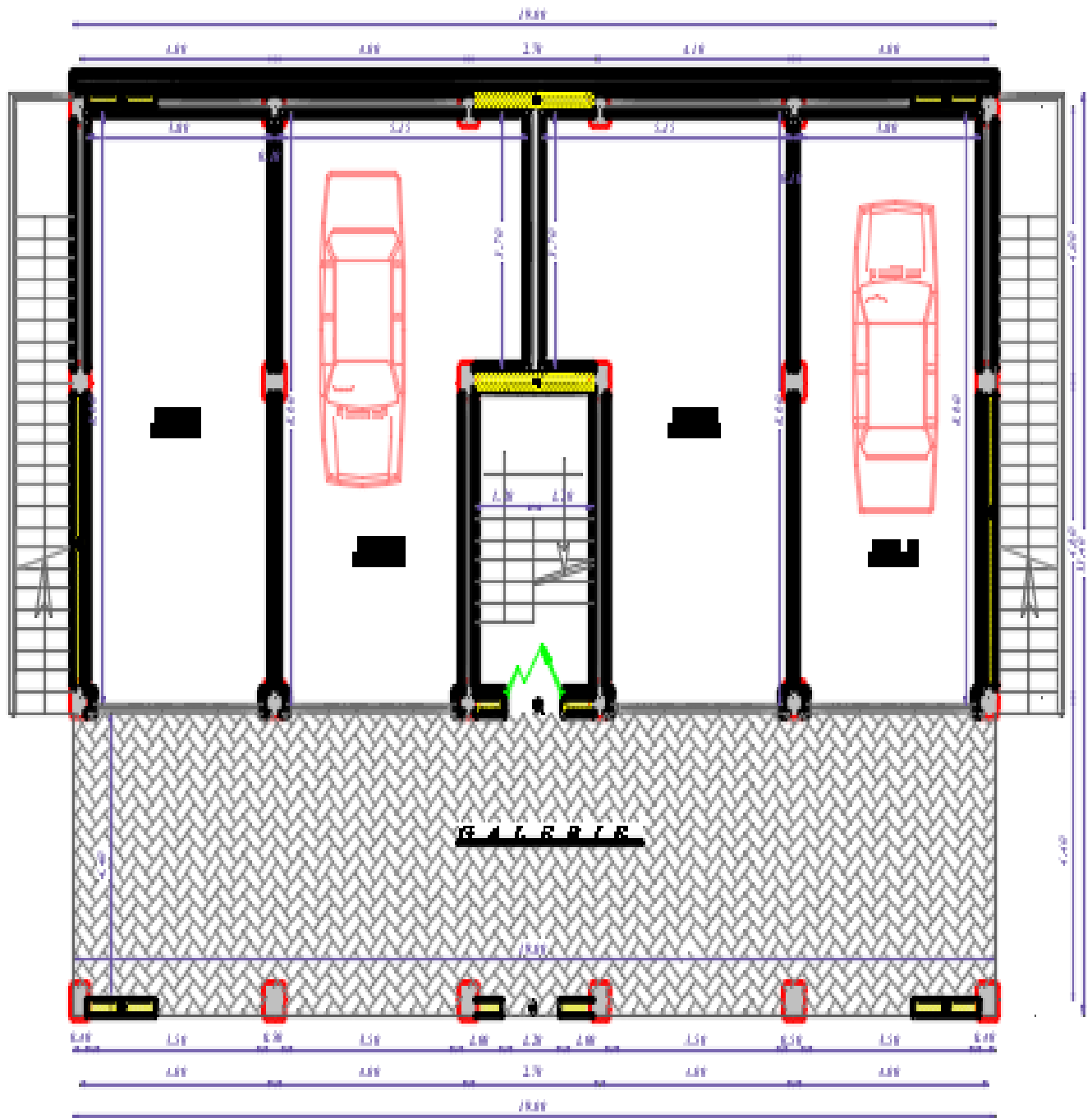
Echelle 1/50

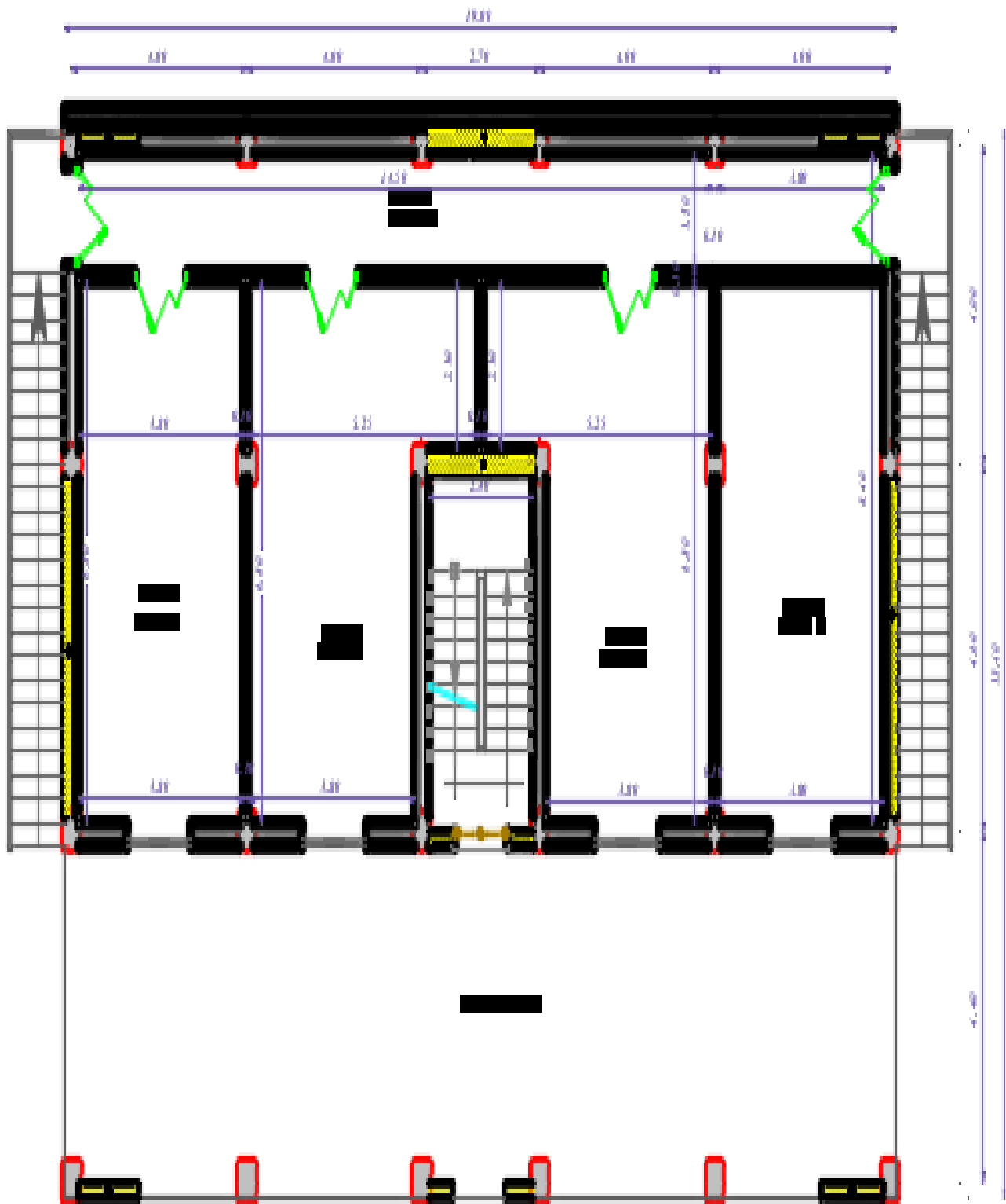




**PLAN D'ETAGES COURANT**  
*2ème, 3ème, 4ème, 5ème & 6ème Etages*  
 NIV +7.14, +10.20, 13.26, 16.32 & 19.38 Ech : 1/50









# Introduction Générale

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leur importances des destructions massives

En Algérie, les expériences vécues, durant les derniers séismes ( Boumerdes 2003), ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le rôle de l'ingénieur en génie civil est d'assurer la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, il doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions que s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, service et commerce, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 6 étages, en cours de réalisation à Tizi-Ouzou.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règles parasismique Algériennes (RPA 99 modifié 2003) et les règles techniques de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 99).

# Chapitre 1

## I.1 Introduction

Ce premier chapitre a pour but la présentation globale de notre ouvrage avec ses caractéristiques et ses éléments constitutifs ainsi que leurs caractéristiques mécaniques.

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+6+toiture charpente en bois) à usage d'habitation, bureaux et commercial à ossature mixte (portique « poteau-poutre » et voiles en béton armé).

Cet ouvrage sera implanté à TALA ATHMANE dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) (Annexe I du RPA 99 / version 2003).

## I.2 Réglementation utilisée

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage, ainsi que la sécurité des usagers pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

- ❖ Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 / version 2003). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisé 99).
- ❖ Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.

## I.3 Description de l'ouvrage

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : « Ouvrages courants ou d'importance moyenne » (Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.) (**Article 3.2 du RPA 99 / modifié 2003**).

Ce bâtiment est composé de :

- Un RDC à usage commercial
- Un étage de service
- Cinq étages courant à usage d'habitation
- Une cage d'escalier
- Escaliers extérieurs qui ont accès au 1er étage (étage de service)
- Une charpente en bois

## I.4 Caractéristiques géométriques

On est tenu de respecter au mieux la conception de l'Architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

▪ Hauteur totale	.....	H=26.02m
▪ Hauteur totale du bâtiment sans charpente	.....	H=22,44m
▪ Longueur totale	.....	L= 19,10 m
▪ Largeur totale	.....	l = 13,40m
▪ Hauteur du RDC	.....	h= 4,08 m
▪ Hauteur de l'étage de service	.....	h = 3,06 m
▪ Hauteur d'étage courant	.....	h = 3,06 m

## I.5 Éléments composant la structure

### I.5.1 Ossatures du bâtiment

Les Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99/Version2003 » préconisent, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature mixte faite en voiles et portiques, son contreventement est assuré par deux types :

#### ➤ Contreventement par portiques

Ils sont en béton armé, constitués de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :

- Reprendre les charges et surcharges verticales.
- Transmettre directement les efforts aux fondations.

#### ➤ Contreventement par voiles

Composé des éléments verticaux « voiles » en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal ; ils assurent :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
- Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement)

### I.5.2 Les planchers

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux successifs d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges d'exploitation du bâtiment. Comme ils doivent répondre à l'exigence

de l'isolation thermique et acoustique de la structure en plus d'assurer le passage des différents types de gaines et conduites (eau, chauffage, électricité,...).

Dans notre bâtiment nous distinguons deux types de planchers :

#### A) Plancher en corps creux

Porté par des poutrelles disposées parallèlement à la petite portée des travées (espacées de 65 cm) sur lesquelles on pose les corps creux (Hourdis).

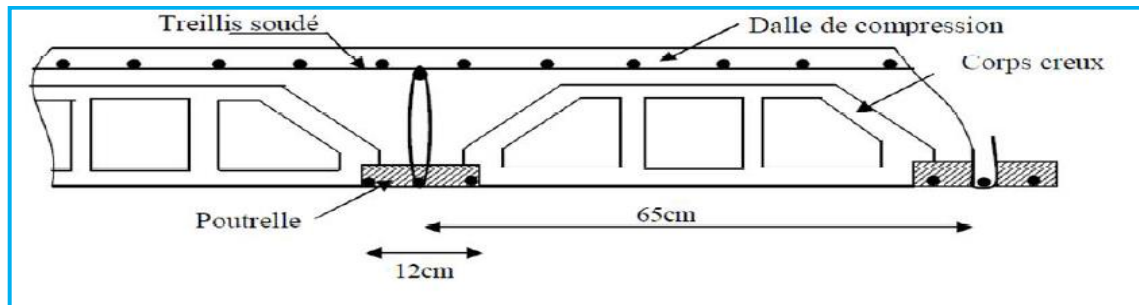


Figure I.1 Les éléments constituant un plancher (étage courant)

#### B) Plancher en dalle pleine

Réalisé en béton armé, ils sont généralement coulés sur place. Dans notre structure ils sont destinés pour les balcons.

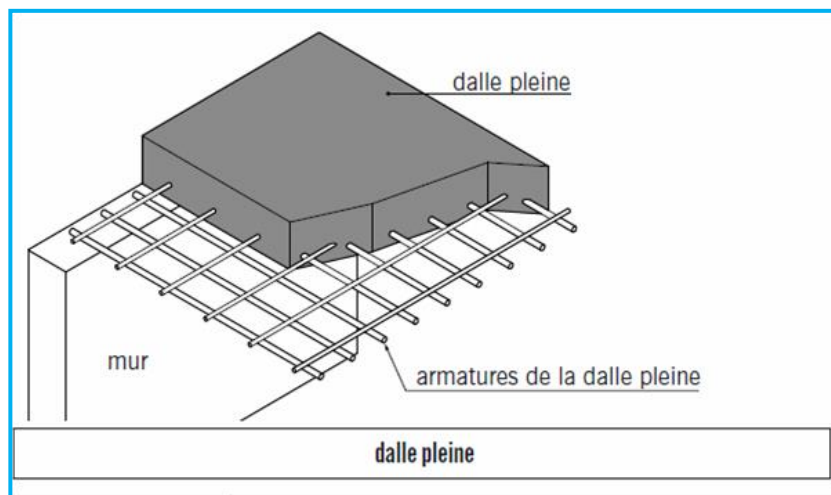


Figure I.2 Dalle pleine

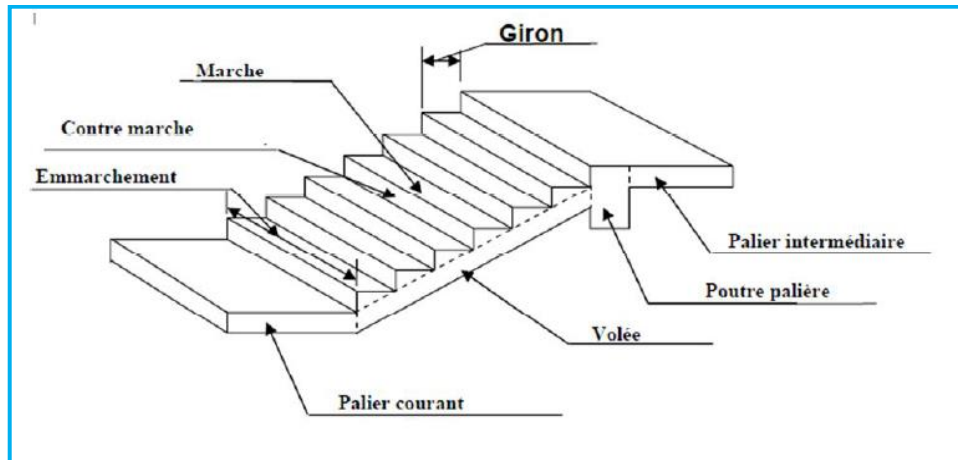
### I.5.3 Balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

### I.5.4 Les escaliers

Ce sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre; le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers réalisée en béton armé, coulé sur place. Notre bâtiment contient deux types d'escaliers

- Escalier RDC avec 3 volées
- Escalier d'étages courants avec 2 volées



**Figure I.3 Composants d'un escalier**

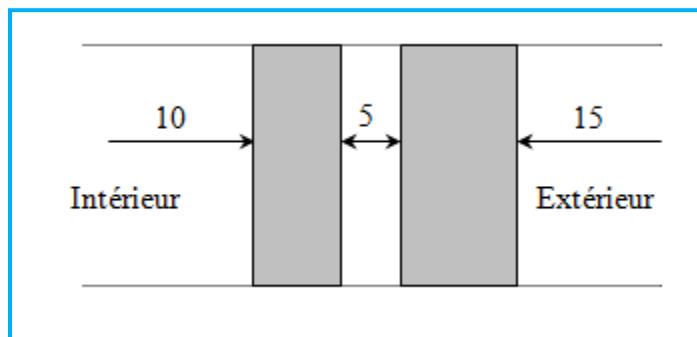
### **I.5.5 Les revêtements**

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

### **I.5.6 La maçonnerie**

#### **A) Murs extérieurs**

Les façades extérieures sont réalisées en double cloisons de deux briques creuses, 15cm d'épaisseur pour la cloison externe, et 10cm pour la cloison interne avec une lame d'air de 5cm.



#### **B) Murs intérieurs**

Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### I.5.7 Les Voiles

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme. Ils sont caractérisés par une forme géométrique spécifique qui leur offre une importante inertie, grâce à laquelle ils soulagent considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques - voiles).

### I.5.8 La toiture

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement.

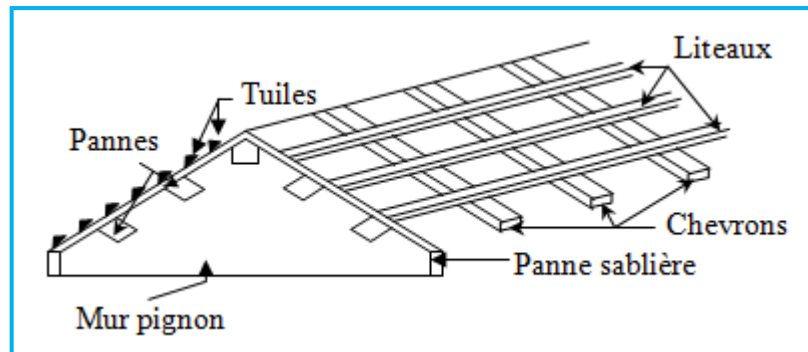
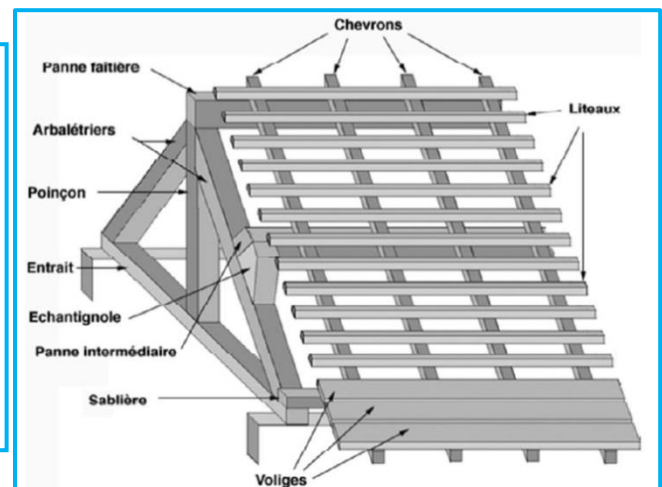
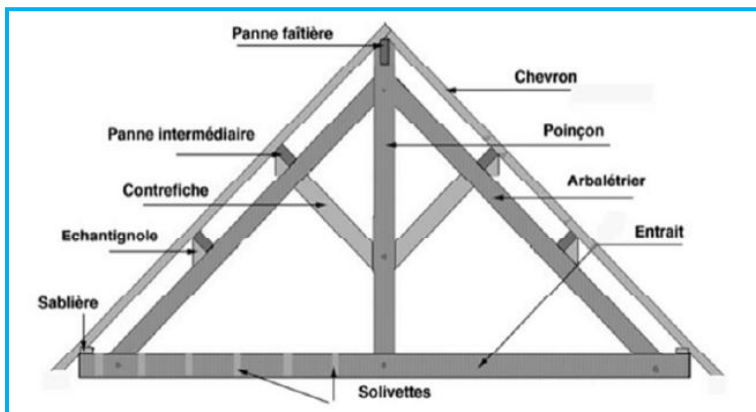


Figure I.5 Schémas descriptifs de la toiture



### I.5.9 Les fondations

Ce sont des ouvrages en béton armé qui ont pour rôle de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles....etc.). Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux).



Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols. Il existe trois types de fondations :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

## I.6 Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (RPA99/ version 2003) ainsi que les règles de béton armé aux états limite (BAEL 91/ modifié 99).

### I.6.1 Les états limites :

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Nous distinguons deux états limites :

#### ➤ L'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. Ils correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique : non renversement de la construction.
- de résistance pour les matériaux constitutifs : le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression affectée d'un coefficient de sécurité "

A l'état limite ultime, la contrainte du béton ob s'écrit :

$$\sigma_b = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton qui a pour valeurs :

$\gamma_b$  : 1,5 pour les situations durables,

$\gamma_b$  : 1,15 pour les situations accidentelles.

$\theta$  : coefficient fixé en fonction de la durée d'application et l'action considérée,

#### ➤ L'état limite de service ELS

Il correspond à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résistante, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une

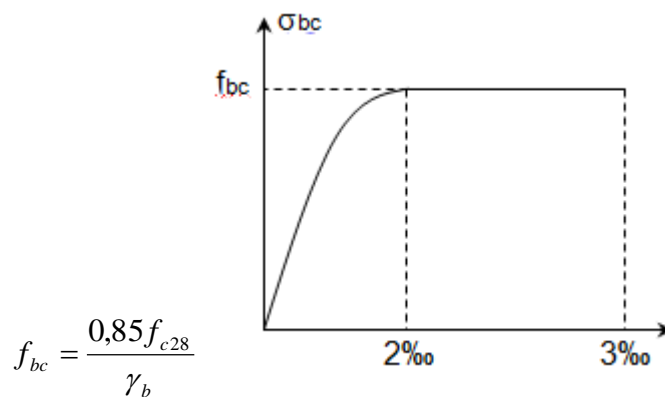
fissuration ou des déformations excessives. Cela peut entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- la limite d'ouverture : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- la limitation de compression du béton.
- la limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans les limites admissibles c'est-à-dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

À l'état limite de service, la contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\sigma_b = 0,6 f_{cj} \text{ (Article 4.5,2 du BAEL91 / modifié 99)}$$



## I.6.2 Le béton

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite eau de gâchage, un matériau de type fragile, qui a une résistance à la traction faible par rapport à la résistance à la compression.

La masse volumique du béton est  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ .

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- une résistance mécanique élevée.
- un retrait minimum.
- une bonne tenue dans le temps.

Pour notre projet on utilise un béton courant doser à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment.

### I.6.2.1 Composition du béton

➤ **Ciment**

C'est un liant hydraulique qui provient de la cuisson d'un mélange de calcaire (80%) et d'argile (20%).

➤ **Granulats**

Leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de production. Dans un béton, les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance, ils représentent le squelette du béton. Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ( $0 \leq D_s \leq 8$ ) mm
- Gravier de dimension ( $8 \leq D_g \leq 25$ ) mm

➤ **Eau de gâchage**

L'eau employée pour le béton, et qui met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, doit être de l'eau potable ; car tout usage d'autres eaux peut nuire au béton. Donc, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton, et tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.

### **I.6.2.2 Dosage du béton**

Pour confectionner un béton selon la demande, on doit déterminer les proportions de chacun des constituants (ciment, graviers et dosage en eau ...etc.) de ce dernier, afin d'obtenir les caractéristiques mécaniques et les conditions de mise en œuvre souhaitées.

Pour ce fait, plusieurs méthodes de formulations sont proposées comme la méthode des abaques de Dreux, de Faury ou d'Abrams ou bien d'autres encore.

### **I.6.2.3 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton**

➤ **Résistance du béton à la compression  $f_{cj}$**

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours, est mesurée par compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique, de diamètre 16 cm et une hauteur  $h = 32$  cm. (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées).

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de durcissement notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jour, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous **(Art A2.1, 11 BAEL 91 modifié99).**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28} \quad \text{Pour } j > 28 \text{ jours} \quad (\text{Art A.2 .1, 11 BAEL91 modifié 99})$$

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

La résistance à la traction du béton à «j» jour est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression comme suit : (**Art .A.2 .1.12 BAEL 99**)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ en MPA} \quad \text{d'où} \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPA.}$$

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  donc  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

➤ **Contrainte limite de cisaillement (Art.5.1.1 BAEL91/modifié 99)**

Elle est donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$

Avec :

$v_u$  = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

$b_0$  = largeur de l'âme.

$d$  = hauteur utile de la poutre ( $d=h-c$ ).

$d=0,9 h$  : position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- la fissuration est non préjudiciable (peu nuisible) :  $\zeta_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right)$
- Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :  $\zeta_u \leq \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right)$

➤ **Module d'élasticité du béton E**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux modules de déformation longitudinale :

➤ **Module de déformation longitudinale instantané (Art A-2.1, 21 BAEL99)**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier .

Dans notre cas  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164, 20 \text{ MPa}$

### ➤ Module de déformation longitudinale différée (Art A-2.1, 22 BAEL99)

Le module de déformation longitudinale différée, qui dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton, permet de calculer la déformation finale du béton.  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$

$f_{cj}$  : la résistance du béton à la compression à (j) jours

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}}\right) \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ E_{vj} = 4400 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}}\right) \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice.} \\ E_{vj} = 6100 \left(f_{cj}\right) \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice.} \end{cases}$$

Dans notre cas pour j=28 jours donc  $f_{cj} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$  .

### Module de déformation transversale (Art. A.2.1.3 BAEL91 modifié 99)

Durée d'application	>24h	24h> >1h	<1h
$\theta$	1	0,9	0,85

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant.

Sa valeur est donnée par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec :

E : module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson

➤ **Coefficients de poisson (Art A.2.1, 3 .BAEL91 modifié99)**

Le coefficient de poisson( $\nu$ ) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par :  $\nu = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$

Il sera pris égal à:

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS)

### I.6.3 L'acier

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

- **Les ronds lisses (RL) :** feE215 et fe E 235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215MPa et 235 MPA respectivement.
- **Les aciers à hautes adhérences (HA) :** fe E400 et fe E 500 correspondent à des limites garanties d'élasticité de 400 MPA et 500MPA respectivement.
- **Treillis soudés :** Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement en leurs points de croisement. Les espacements entre axes sont égaux.

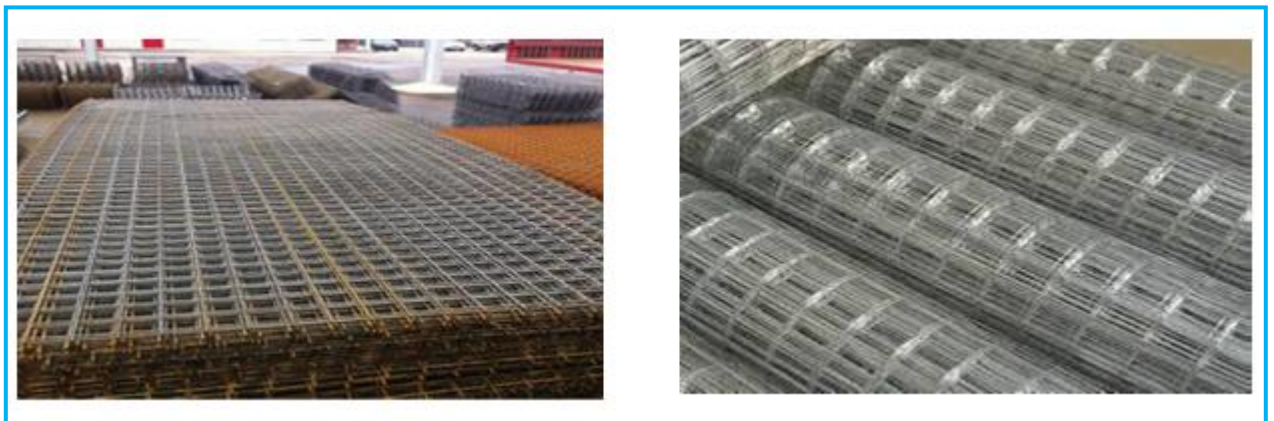


Figure I.6 Treillis soudés

#### I.6.3.1 Caractéristiques physiques et mécaniques de l'acier

Tableau I.1 Caractéristiques des aciers utilisés

Types d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de Scellement ( $\psi$ )
---------------	------------	---------	------------------------------	-------------------------	--------------------------------------	----------------------------	--------------------------------------

Aciers en barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé T L 520 ( $\Phi < 6\text{mm}$ )	TS	520	550	8	1,3	1

### ➤ Module d'élasticité longitudinale

Le module de déformation longitudinale  $E_s$  sera pris :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$$

(BAEL91/ modifié99, A.2.2 ,1)

### ➤ Contrainte limite dans les aciers

(BAEL91/ modifié99, Art A.4.3.1)

### État limite ultime

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

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

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL91/modifié99 Art A.2.1.2})$$

Avec :

$\sigma_{st}$  : La contrainte d'acier a l'ELU.

$F_e$ : Contrainte d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$  Situation courante.

(BAEL91/modifié99 Art A.4.3.2)

$\gamma_s = 1,00$  Situation accidentelle.

### ➤ Diagramme contraintes-déformations

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul ( $\sigma_s$ ) dans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation ( $\varepsilon_s$ ) de l'acier définie par le diagramme suivant :



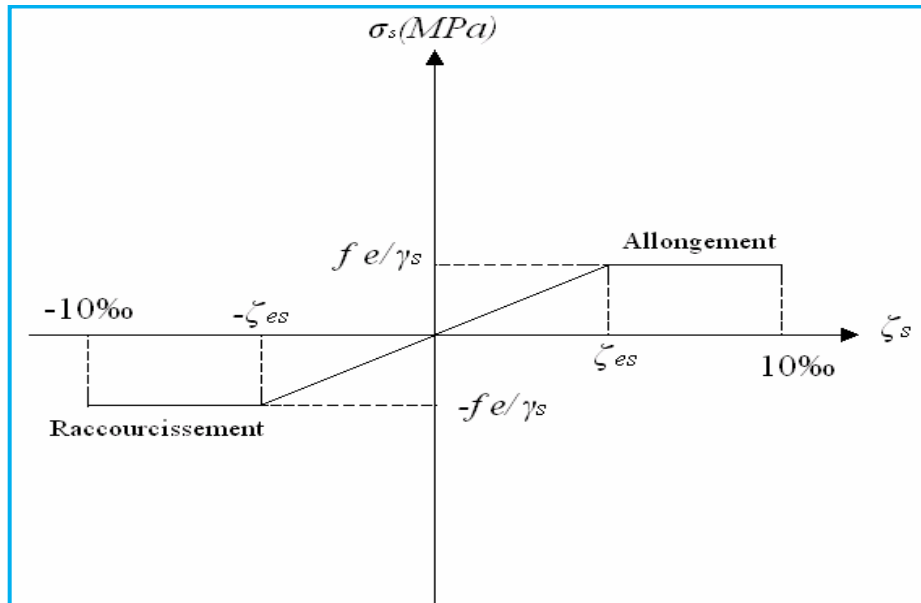


Figure I.7 Diagramme contraintes – déformations

### ➤ État limite de service

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration :

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

### ➤ Fissuration peu préjudiciable : (BAEL91/modifié99 Art A 4.5.3.2)

Aucune vérification n'est à effectuer.

### ➤ Fissuration préjudiciable : (BAEL91/modifié99 Art A.4.5.3.3)

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ils peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce, Il faut vérifier que :

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

Avec :

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{t28}$  : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta=1$  pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta= 1,3$  pour les aciers de haute adhérence ( $\phi < 6\text{mm}$ ).

$\eta= 1,6$  pour les aciers de moyenne adhérence ( $\phi > 6\text{mm}$ ).

### ➤ Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/modifié99 Art A.4.5.3.4)

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité. Il faut vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ MPA}$$

**I.7 Protection d'armatures:****(Art A. 7.1 BAEL91/modifié 99)**

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

- $C \geq 5\text{cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$  : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

# Chapitre II

## II Pré dimensionnement des éléments

### II.1 Les planchers

Le plancher est une partie d'une construction qui constitue une plate-forme horizontale au rez-de-chaussée, ou une séparation entre deux étages capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Le plancher se compose :

- de **poutrelle**
- d'**entrevous**, aussi appelés "**hourdis**", (en béton, polystyrène, bois moulé ou matériau de synthèse),
- d'une **dalle de compression** et de produits complémentaires indispensables (chaînage, équerre, chevêtre, treillis soudé, chapeau...)
- Le type de plancher le plus courant est le **plancher béton**. Il est constitué d'éléments préfabriqués :
- de **poutrelle en béton armé** (ou âme treillis). Il s'agit de béton incorporant une armature en acier lui conférant sa résistance ou en **béton précontraint**. Il s'agit de béton comprimé de manière permanente par des armatures tendues sous forme de câbles ou d'armatures adhérentes, qui sont noyées dans le béton au moment de la fabrication en usine.
- d'**entrevous** qui peuvent être en béton, en polystyrène expansé, en matériaux de synthèse, en bois, en terre cuite
- d'une **dalle de compression en béton** (dalle de plancher). Elle sert à solidariser les poutrelles et contribue aux portées maximum moyennes totales du plancher. Son épaisseur résulte d'un calcul. Cette dalle est armée d'un treillis soudé.

#### II.1.1 plancher corps creux

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq l / 22,5 \quad (\text{Article B.6.8, 424 du BAEL 91/ modifié 99}).$$

Avec

$h_{tp}$  : hauteur totale du plancher

$l$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale ;  $l = L - b$

$L$  : Distance entre axes des poteaux.

$b$  : Largeur du poteau, elle est prise égale à 25 cm d'après les exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99/version 2003.

Ce qui nous donne :  $l = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

$$h_{tp} \geq 375 / 22,5 = 16,66(\text{cm})$$

On opte pour un plancher de (16+4) c'est-à-dire

$$h_{tp} = 20 \text{ cm}$$

Avec : 16 cm pour l'épaisseur du corps creux.

4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

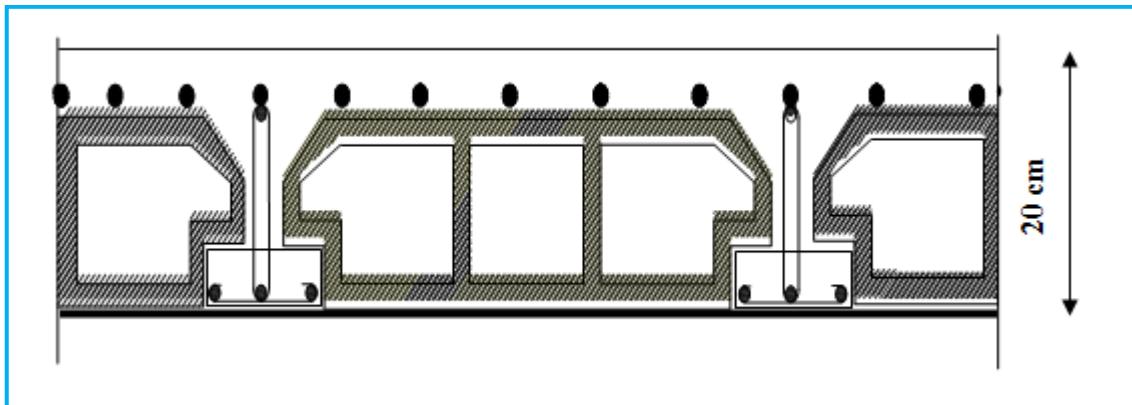


Figure II.1 Coupe d'un plancher à corps creux

### II.1.2 Plancher dalle pleine

Ce sont les dalles des balcons (en consoles) qui sont des planchers minces, leur épaisseur est déterminée selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- ❖ La résistance à la flexion.
- ❖ L'isolation acoustique.
- ❖ La résistance au feu.

#### a) Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante  $e \geq L_0 / 10$

Avec  $L_0$  : portée libre.

On a deux cas :

$$L_0 = 140 \text{ cm.} \quad \text{Donc} \quad e \geq 140/10 \rightarrow e \geq 14 \text{ cm.}$$

$$L_0 = 150 \text{ cm.} \quad \text{Donc} \quad e \geq 150/10 \rightarrow e \geq 15 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend le maximum} \quad e \geq 15 \text{ cm}$$

#### b) Résistance au feu

- $e = 07 \text{ cm}$  : pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  : pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 15 \text{ cm}$  : pour quatre (03) heures de coup de feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$  pour un coupe de feu de quatre heures.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a :  $e = 15\text{cm}$

### c) Isolation phonique

Selon les règles technique (CBA93) en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique (aérien).

On adopte donc une épaisseur :  $e = 15\text{ cm}$

## II.2 Les poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, elles sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, leurs dimensions sont données par les relations suivantes : (Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon RPA99/V2003)

- $h_t$  : hauteur comprise entre  $L/15 \leq h_t \leq L/10$ .
- $b$  : largeur comprise entre  $0,4h_t \leq b \leq 0,7 h_t$ .

$L_{\max}$  : portée libre entre nus d'appuis.

Les dimensions choisies ( $b$  et  $h$ ) doivent satisfaire les exigences de l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003, qui sont les suivantes :

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

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

$$h_t / b \leq 4$$

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

### ➤ Poutres principales

- Hauteur :  $L_{\max} = 4,60 - 0,25 = 4,35\text{m}$

$$435/15 \leq h_t \leq 435/10 \Rightarrow 29\text{ cm} \leq h_t \leq 43,5\text{ cm} \text{ soit } h_t = 40\text{ cm}$$

- Largeur :  $0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \Rightarrow 14\text{ cm} \leq b \leq 24,5\text{cm} \text{ soit } b = 30\text{cm}.$

❖ **Vérifications relatives aux exigences du RPA :** (Art 7.5 .1 du RPA99/version 2003)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 40 \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée.
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 40/30 = 1,33 \leq 4 \rightarrow$  condition vérifiée.

### ➤ Poutres secondaires

- Hauteur :  $L_{\max} = 4,00 - 0,25 = 3,75 \text{ m}$

$$375/15 \leq h_t \leq 375/10 \Rightarrow 25 \leq h_t \leq 37,5 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 35 \text{ cm}$$

- Largeur :  $0,4 (35) \leq b \leq 0,7 (35) \Rightarrow 14,00 \leq b \leq 24,50 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 25 \text{ cm}$

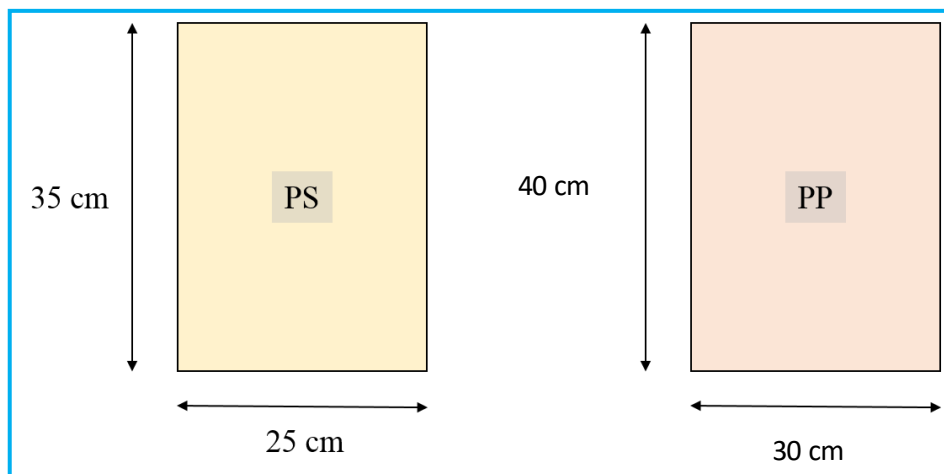
### ❖ Vérifications relatives aux exigences du RPA ( Art 7.5 .1 du RPA99/version 2003)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \quad$  condition vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm} \quad$  condition vérifiée.
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 35 / 25 = 1,4 \leq 4 \quad$  condition vérifiée.

On remarque que les dimensions trouvées vérifient les conditions du RPA 99 révisé en 2003 Art 7.51.

Section des poutres adoptées :

- Sens longitudinal : (poutres principales PP) :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Sens transversal: (poutre secondaires PS) :  $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

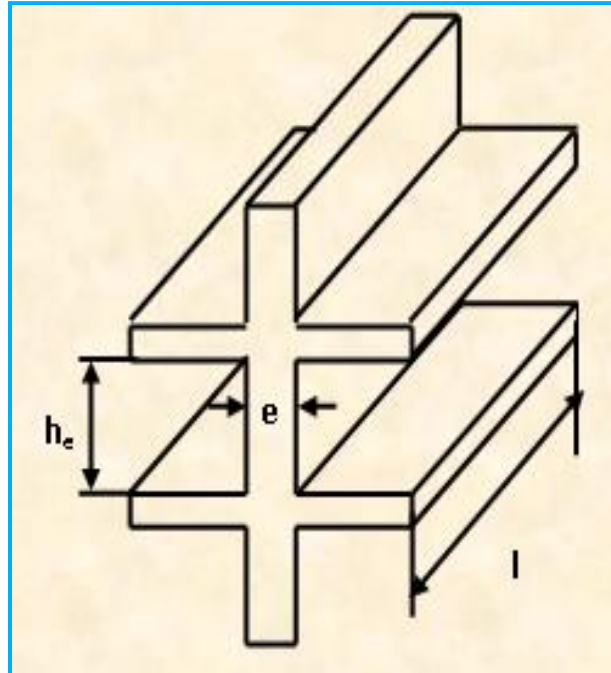


**Figure II.2 Sections adoptées des poutres**

### II.3 Pré dimensionnement des voiles

(Art 7. 7 .1 du RPA2003)

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



D'après le RPA99 version 2003, article 7.7.1.2 : on considère comme voiles les éléments

**Figure II.3 Coupe de voile en élévation**

satisfaisant la condition:

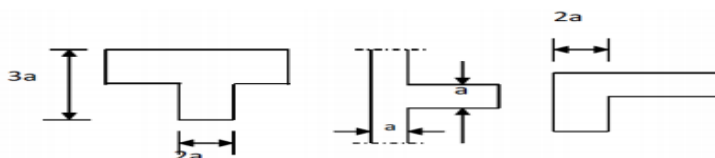
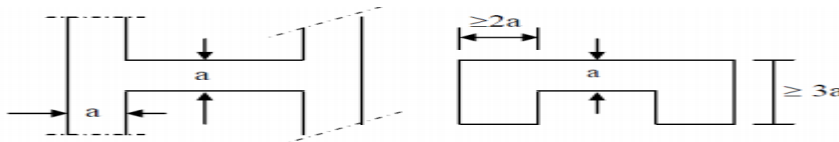
Avec  $L$ : Longueur du voile.

$a$ : épaisseur du voile.

### ➤ L'épaisseur du voile

Il est déterminé en fonction de la hauteur libre de l'étage «  $h_e$  » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15 cm.

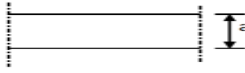
**1er cas :**  $a \geq \frac{h_e}{25}$



**2ème cas :**

$$a \geq \frac{h_e}{22}$$





3ème cas :  $a \geq \frac{h_e}{20}$

Figure II.4 Coupe des voiles en plan

### Remarque

Notre cas est le 3<sup>ème</sup> cas (Voiles linéaire).

### RDC

$$h_e = 4,08 - 0,20 = 3,88 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm}$$

### L'étage de service et les étages courants

$$h_e = 3,06 - 0,2 = 2,86 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

Donc on choisira entre :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \max (19,4 ; 14,3) \text{ cm} = 19,4 \text{ cm}$$

On prend : **a = 20 cm**

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :  **$L_{\min} = 4 \times a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$**

## II.4 Les poteaux

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage (dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.) sur lequel se concentrent de façon punctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations).

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la compression. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L' ELS en considérant un effort de compression axial  $N$ , qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante  $S \geq N/\sigma_{bc}$

L'effort normal «  $N$  » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

Avec :

$N$  : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à  $(G+Q)$

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton à la compression simple

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

## II.5 Détermination des charges et surcharges

Pour déterminer les charges permanentes  $G$  et les surcharges d'exploitations  $Q$  nous allons utiliser le DTR B.C.22

### II.5.1 Les charges permanentes

#### ➤ Plancher d'étage courant

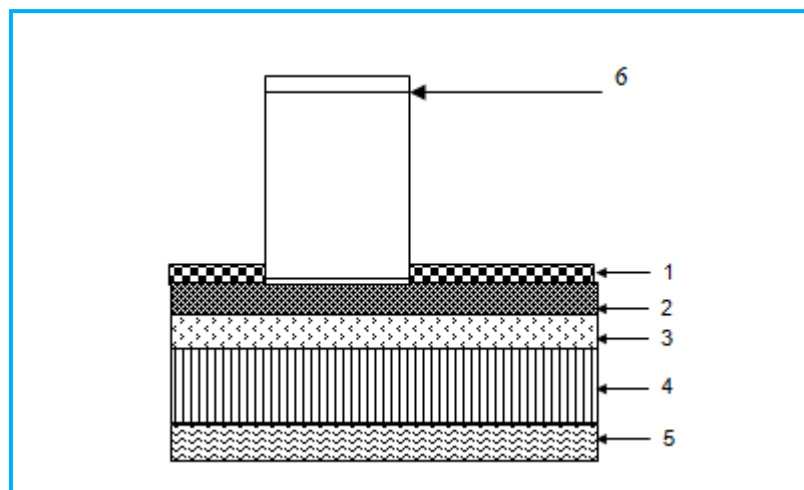


Figure II.5 Coupe transversale du plancher d'étage courant

Tableau II.1 charges revenant au plancher étage courant

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	3	18	0.54
4	Plancher en corps creux	16+4	14	2.80
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
6	Cloison en brique creuse	10	10	1.00
<b>G totale</b>				<b>5.38</b>

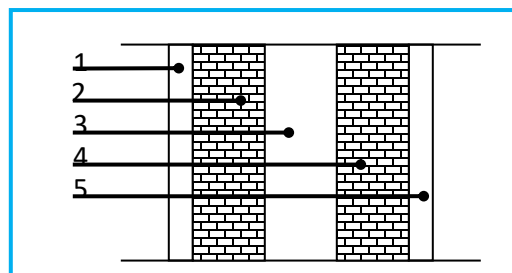
➤ **Plancher sous toiture**

**Tableau II.2 Charges revenant au plancher sous toiture**

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Plancher en corps creux	16+4	14	2.80
2	Enduit plâtre	2	10	0,20
<b>G totale</b>				<b>3,00</b>

➤ **La Maçonnerie en brique**

a) **Murs extérieurs**



**Figure II.6 Coupe transversale du mur double cloison**

**Tableau II.3 Charges revenant aux murs extérieurs**

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	2	18	0,36
2	Brique creuse	15	9	1,35
3	Lame d'air	5	-	-
3	Brique creuse	10	9	0,90

5	Enduit plâtre	2	10	0,20
<b>G totale</b>				<b>2.81</b>

## b) Murs intérieurs

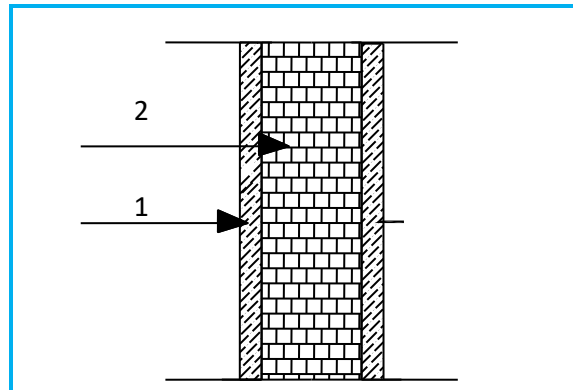


Tableau 1 Figure II.7 Coupe transversale du mur en simple cloison

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	2	10	0.20
2	Brique creuse	10	9	0,90
<b>G totale</b>				<b>1,10</b>

## ➤ La toiture

Tableau II.5 Charges revenant à la toiture

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couverture en tuile mécanique (litage compris)	/	/	0,40
2	Pannes+chevrons+fixation	/	/	0,1
3	Murs Pignons	/	/	0,90
<b>G total</b>				<b>1,40</b>

## II.5.2 Les surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

Tableau II.6 Surcharges d'exploitation selon le DTR

Éléments	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Toiture	<b>1</b>
Plancher étage courant	<b>1,5</b>
Plancher étage de service	<b>2,5</b>
Plancher du RDC a usage commercial	<b>5</b>
Escaliers	<b>2,5</b>
Balcons	<b>3,5</b>

### II.5.3 Descente de charge

Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité

#### a) Surface d'influence du poteau le plus sollicité

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_t = (2,075 \times 1,80) \times 2 + (1,975 \times 1,80) \times 2 = 14,58 \text{ m}^2$$

$$S_t = 14,579 \text{ m}^2$$

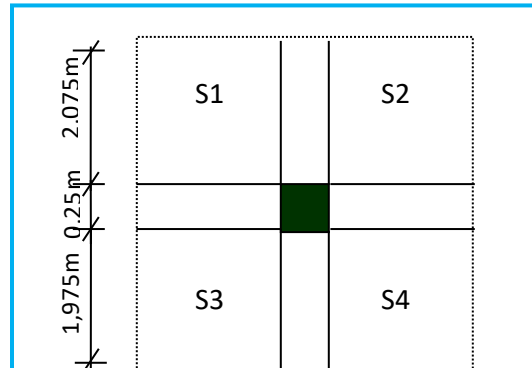


Figure II.8 Surface d'influence du poteau le plus sollicité

#### b) Poids propre des éléments

##### ➤ Les planchers

Plancher étage courant :

$$G_{péc} = [(1,80 \times 1,975) + (1,80 \times 1,975) + (2,075 \times 1,80) + (1,80 \times 2,075)] \times 5,38 = 78,440 \text{ KN}$$

Plancher sous toiture :

$$G_{xS_t} = 3 \times 14,579 = 43,737 \text{ KN}$$

##### ➤ Poutres

Poutre principale :

$$G_{pp} = (0,4 \times 0,3) \times 4,05 \times 25 = 12,15 \text{ KN}$$

Poutre secondaire :

$$G_{ps} = (0,35 \times 0,25) \times 3,6 \times 25 = 7,875 \text{ KN}$$

**Donc** : le poids propre des poutres est  $G_p = 12,15 + 7,875 = 20,025 \text{ KN}$

##### ➤ Poteaux

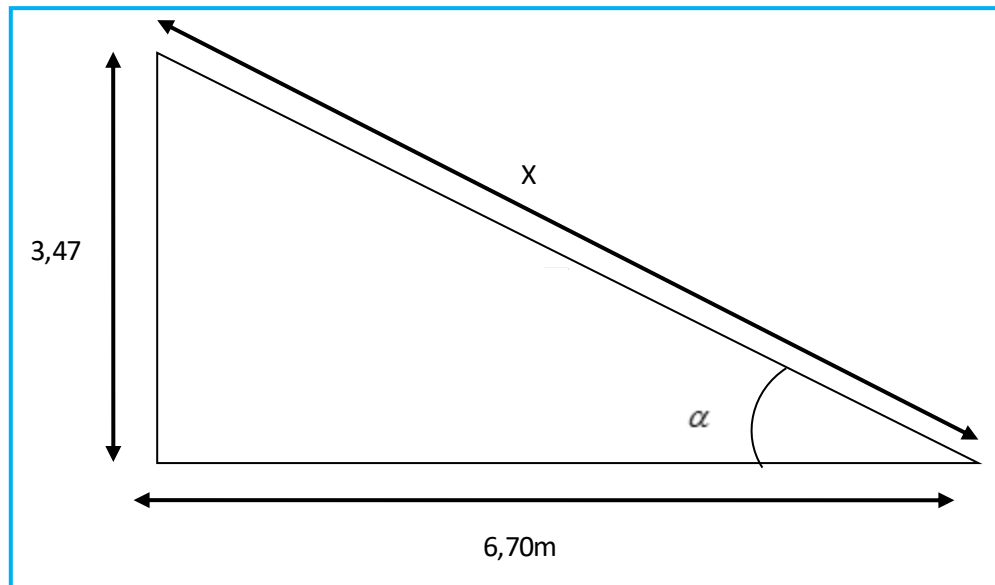
Poteau de RDC:(4.08m)  $G(P_{rdc}) = (0,25 \times 0,25) \times 3,68 \times 25 = 5,75 \text{ KN}$

Poteau des autres étages:(3.06m)  $G(P_{ec}) = (0,25 \times 0,25) \times 2,71 \times 25 = 4,234 \text{ KN}$

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

Poteau de toiture:  $G = 25 \times (0,25 \times 0,25) \times 1,78 = 2,78 \text{ KN}$

## ➤ Toiture

Calcul de  $\alpha$ 

$$\operatorname{tg} \alpha = 3,47 / 6,70$$

Figure II.9 Schéma de calcul d'un versant de la toiture

Calcul de  $x$ 

$$x = \frac{6,70}{\cos \alpha} = \frac{6,70}{\cos 28} = 7,58 \text{ m}$$

Calcul de la surface de la toiture inclinée  $S_t$ 

$$S_t = 7,58(1,80 + 1,80) \times 2 = 54,576 \text{ m}^2$$

Donc : le poids propre des toitures est

$$G_{(p \text{ toiture})} = S_t \times G = 54,576 \times 1,4 = 76,406 \text{ KN}$$

## II.5.4 Surcharge d'exploitation

- Toiture :  $Q_t \times S_t = 1 \times 54,576 = 54,576 \text{ KN}$
- Étage courant :  $Q_{EC} \times S_T = 1,5 \times 14,58 = 21,87 \text{ KN}$
- Étage de service :  $Q_{ES} \times S_t = 2,5 \times 14,58 = 36,45 \text{ KN}$
- RDC :  $Q \times S_t = 5 \times 14,58 = 72,9 \text{ KN}$

## II.6 Loi de dégression des surcharges

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Les règles du BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non-simultanéité de chargement surtout les planchers. La loi de dégression des surcharges s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étage est supérieur ou égal à 5. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \dots\dots\dots \text{pour } n \geq 5.$$

$Q_0$  : surcharges d'exploitation de la toiture

$Q_i$  : surcharges d'exploitation de l'étage i.

$n$  : nombre d'étage du haut ver le bas, pour  $n \geq 5$ .

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

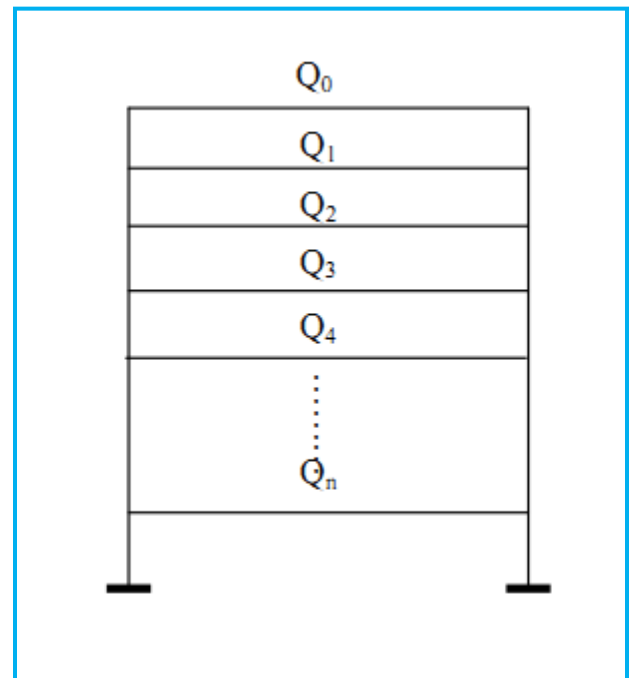
$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

⋮

⋮

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$



**Tableau II.7 Coefficients de dégression de surcharge**

Niveau	Toiture	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75	0,714

### II.6.1 Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 54,576 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 54,576 + 21,87 = 76,446 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 54,576 + 0,95(2 \times 21,87) = 96,129 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 54,576 + 0,90(3 \times 21,87) = 113,625 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 54,576 + 0,85(4 \times 21,87) = 128,934 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 54,576 + 0,80(5 \times 21,87) = 142,056 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 54,576 + 0,75(5 \times 21,87 + 36,45) = 163,926 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 27,288 + 0,714(5 \times 21,87 + 36,45 + 72,9) = 210,727 \text{ KN}$$

Tableau II.8 Récapitulatif de la descente de charge

Niveau	Charge permanentes en (KN)					Surcharge d'exploitation en (KN)				Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
	G Plancher	G Poteau	G Poutre	G Total	G Cumulés	Qi	Q Cumulés	N= Qc+Gc	$S \geq N_s / \sigma_{bc}$	
Toiture	76,406	2,78	20,025	99,211	99,211	54,576	54,576	153,787	102,52	35 × 35
ET 6	43,737	4,234	20,025	167,207	167,207	21,87	76,446	243,653	162,43	35 × 35
ET 5	78,44	4,234	20,025	269,906	269,906	21,87	98,316	368,222	245,48	35 × 35
ET 4	78,44	4,234	20,025	372,605	372,605	21,87	120,186	492,791	328,52	40 × 40
ET 3	78,44	4,234	20,025	475,304	475,304	21,87	142,056	617,36	411,57	40 × 40
ET 2	78,44	4,234	20,025	578,003	578,003	21,87	163,926	741,929	494,61	40 × 40
ET 1	78,44	4,234	20,025	680,702	680,702	36,45	200,376	881,078	587,38	45 × 45
RDC	78,44	5,75	20,025	784,917	784,917	72,9	273,276	1058,193	705,462	45 × 45

## II.7 Vérifications relatives aux coffrages (Art7. 4.1du RPA2003)

D'après l'article 7.4.1 du RPA 99 version 2003 on doit vérifier les conditions suivantes:

$$\left. \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e/20 \\ 0,25 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right\} \text{ En zone II}_a \quad (\text{Art 7.4.1.RPA99/2003}).$$

Avec: b et h : dimensions des poteaux

### a) Poteaux du RDC : (45×45)

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 408 \text{ cm} \Rightarrow h_e/20 = 20,4 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow \min(b, h) = 45 \text{ cm} > 20,4 \text{ cm}.$$

$$0,25 \leq (b/h) = 45/45 = 1 \leq 4.$$



**b) Poteaux d'étage de service (ET1): (45×45)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \Rightarrow h_e/20 = 15,3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Min}(b, h) = 45 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm.}$$

$$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

**c) Poteaux du 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup>: (40×40)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \Rightarrow h_e/20 = 15,3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm.}$$

$$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

**d) Poteaux du 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup>: (35×35)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \Rightarrow h_e/20 = 15,3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm.}$$

$$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

**Conclusion :**

Les dimensions des poteaux sont conformes aux exigences du **RPA 99 version 2003**.

**II.8 Vérification des poteaux au flambement**

Le flambement est une déformation latérale d'une pièce travaillant en compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec  $\lambda$  : élancement du poteau.

$$L_f: 0,7 l_0.$$

$i$  : rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : moment d'inertie du poteau,  $I = \frac{bh^3}{12}$  (section rectangulaire),

$I = \frac{b^3}{12}$  (Section carrée).

A : Section transversale du Poteau ( $B = b \times h$  ; pour une section carrée :  $S = b^2$ ).

**D'où :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \cdot 0.7 \cdot \frac{l_0}{b} = 2.425 \cdot \frac{l_0}{b}$$

- **Poteaux du RDC :**  $l_0 = 408 \text{ cm}, b = 45 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 21,98 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$
- **Poteaux d'étage de service (ET1) :**  $l_0 = 306 \text{ cm}, b = 45 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 16,49 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$
- **Poteaux du 2<sup>er</sup> et 3<sup>eme</sup> :**  $l_0 = 306 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 18,55 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$
- **Poteaux du 4<sup>eme</sup> au 6<sup>eme</sup> :**  $l_0 = 306 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 21,20 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$

**Conclusion :**

La condition étant vérifiée, donc il n'y a pas de risque de flambement.

# Chapitre III

### III.1 Calcul du plancher

Le bâtiment dispose de deux types de planchers ; à savoir les planchers en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées et disposées suivant la petite portée et des dalles pleines qui seront prévues pour les balcons

Les poutrelles sont de section en Té, distantes de 65cm entres axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et d'avoir un plus de rigidité pour le plancher, sa dimension est de 16cm.

#### III.1.1 Étude et ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par **BAEL 99 (Art B.6.8, 423)**

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

##### e) Armatures $\perp$ aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit  $5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $e = 20 \text{ cm}$

##### f) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$  avec  $e = 20 \text{ cm}$

### Conclusion

Nous optons, pour le ferrailage de la dalle de compression, pour un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5 x 5 x 200 x200)

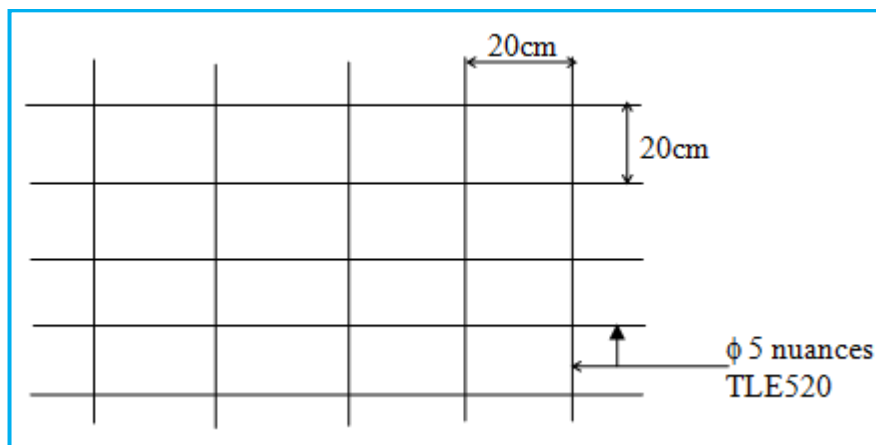


Figure III.1.1 Ferrailage de la dalle de compression

### III.1.2 Détermination de largeur de la table de compression

(Art A.4.1.3 / BAEL 99)

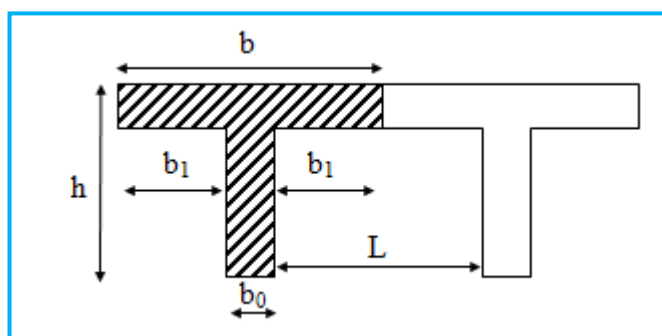


Figure III.1.8 Schéma de la table de compression

Avec

$h = (16+4) = 20\text{cm}$  ; hauteur du plancher

$h_0 = 4\text{ cm}$  ; épaisseur de la dalle de compression

$C = 2\text{ cm}$  ; enrobage

$b_0 = 12\text{ cm}$  ; largeur de la poutrelle

$b_1$  : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}, 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0\right)$$

Avec  $L$  : la portée libre de la plus grande travée (dans le sens des poutrelles)

$L_0$ : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 \text{ cm} = 53 \text{ cm}$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{400}{10}, 24 \leq b_1 \leq 32\right)$$

$$b_1 \leq \min(26,5\text{cm}; 40\text{cm}, 32\text{cm})$$

On prend  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$b$  : largeur de la dalle de compression.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

### III.1.3 Étude des poutrelles

#### A) Dimensionnement de la poutrelle : $h_t = 16+4 \text{ cm}$

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

#### ➤ 1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

#### Charge permanente $G$

- Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux :  $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids total :  $G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/ml}$

#### Poids de la main d'œuvre

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

#### Combinaison de charges

- $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- $q_u = 1,35 \times (0,74) + 1,5 \times 1 = 2,49 \text{ KN/ml}$

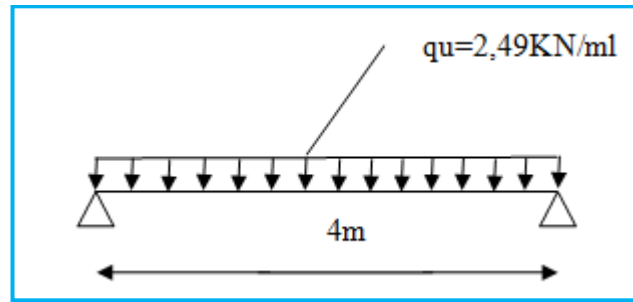


Figure III.1.9 Schéma de calcul de la poutrelle

**Le moment maximal en travée**

$$M_t = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,49 \times 4^2}{8} = 4,98 \text{ KN.ml}$$

**L'effort tranchant**

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,49 \times 4}{2} = 4,98 \text{ KN}$$

**Calcul des armatures**

Soit l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile :  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ .

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,98 \times 10^6}{12 \times 20^2 \times 14,2} = 7,30$$

$$\mu_b = 7,30 > \mu_l = 0,392 \quad (SDA)$$

**Conclusion**

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

➤ **2<sup>ème</sup> étape : après coulage de la dalle de compression**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, de section en T

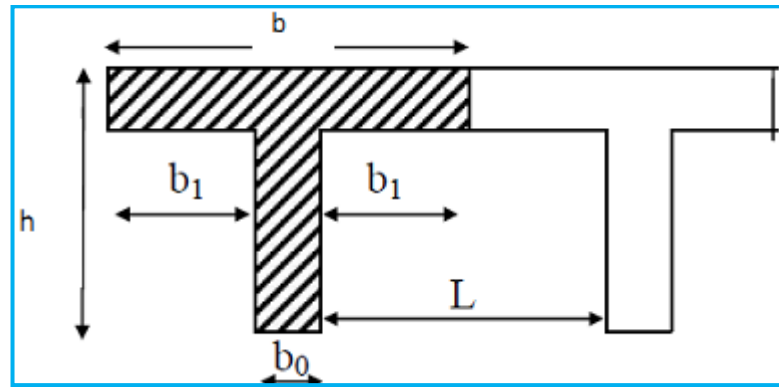


Figure III.1.10 Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

### Poids du plancher repris par la poutrelle

#### g) Plancher étage courant

- Charges permanentes :  $G = 5,38 \times 0,65 = 3,497 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

#### h) Plancher RDC (commerce)

- Charges permanentes :  $G = 5,38 \times 0,65 = 3,497 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations :  $Q = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/ml}$

#### i) Plancher étage de service

- Charges permanentes :  $G = 5,38 \times 0,65 = 3,497 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

#### j) Plancher sous toiture

- Charges permanentes :  $G = 3,00 \times 0,65 = 1,95 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

### Combinaison de charges

#### k) Plancher étage courant

- ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,497 + 1,5 \times 0,975 = 6,183 \text{ KN/ml}$
- ELS :  $q_s = G + Q = 3,497 + 0,975 = 4,472 \text{ KN/ml}$

#### l) Plancher RDC (commerce)



- ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,497 + 1,5 \times 3,25 = 9,595 \text{ KN/ml}$
- ELS :  $q_s = G + Q = 3,497 + 3,25 = 6,747 \text{ KN/ml}$

#### m) Plancher étage de service

- ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,497 + 2,5 \times 1,625 = 7,158 \text{ KN/ml}$
- ELS :  $q_s = G + Q = 3,497 + 1,625 = 5,122 \text{ KN/ml}$

#### n) Plancher sous toiture

- ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1,95 + 1,5 \times 0,65 = 3,6075 \text{ KN/ml}$
- ELS :  $q_s = G + Q = 1,95 + 0,65 = 2,6 \text{ KN/ml}$

On constate que le chargement pour le plancher RDC (commerce) est le plus défavorable. Donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage.

### III.1.4 Calcul des efforts internes

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

#### A) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

[Art B.6.2.,210/BAEL 91 modifié 99]

Elle consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant « $M_0$ » dans la travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

#### ➤ Conditions d'applications de la méthode forfaitaire

##### Condition 1

La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$ .

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

$$2G = 2 \times 5,38 = 10,76 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \leq (10.76 \text{ kN/m}^2; 5 \text{ kN/m}^2) \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Condition 2**

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées (même section transversale dans toutes les travées)  $\rightarrow$  **Condition vérifiée**

**Condition 3**

Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

Application numérique :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,2$

**Tableau III.1.2 Rapport des portées successives**

La travée	Longueur $L_i$ [m]	$L_i/L_{i+1}$	Conclusion
$L_1$	4,00	<b>1,00</b>	Condition vérifiée
$L_2$	4,00		
$L_2$	4,00	<b>1,48</b>	Condition non vérifiée
$L_3$	2.70		
$L_3$	2.70	<b>0,675</b>	Condition non vérifiée
$L_4$	4,00		
$L_4$	4,00	<b>1,00</b>	Condition vérifiée
$L_5$	4,00		

**Condition 4**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.  $\rightarrow$  **Condition vérifiée**

**Conclusion**

La 3ème condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

**B) Principe de la méthode des trois moments**

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

$$M_{i-1} \cdot \frac{l_i}{l_{i-1}} + 2M_i \left( \frac{l_i}{l_i} + \frac{l_{i+1}}{l_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{l_{i+1}}{l_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

Avec :  $W_i^d = Q_i \cdot \frac{l_i^3}{24 E I_i}$  ;  $W_i^g = Q_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}^3}{24 E I_{i+1}}$

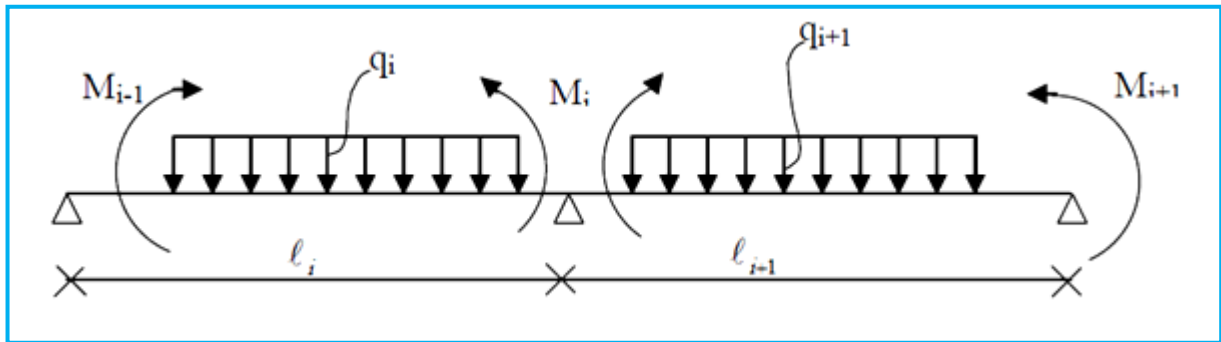


Figure III.1.11 Méthode des trois moments

➤ **Aux appuis**

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = \frac{-q_i \cdot l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4}$$

➤ **En travée**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots\dots\dots(1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots\dots\dots(2)$$

Avec  $M_{i-1}$ ,  $M_i$  et  $M_{i+1}$  : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i », « i+1 ».

$L_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

$L_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui « i ».

$q_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui « i ».

$q_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui « i ».

### III.1.5 Application

#### A) 1<sup>er</sup> schéma statique de calcul

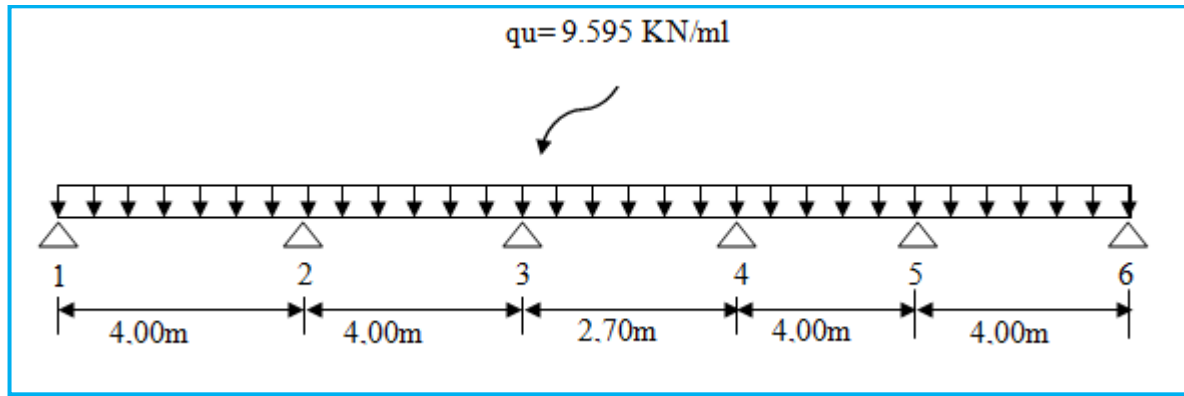


Figure III.1.12 Schéma statique n°1 de la poutrelle

➤ **Calcul de moments aux appuis**

- L'appui 1 :  $8M_1 + 4M_2 = -153.52$  .....(1)
- L'appui 2:  $4M_1 + 16M_2 + 4M_3 = -307.04$  .....(2)
- L'appui 3:  $4M_2 + 13.4M_3 + 2.70M_4 = -200.73$  .....(3)
- L'appui 4:  $2.70M_3 + 13.4M_4 + 4M_5 = -200.73$  .....(4)
- L'appui 5 :  $4M_4 + 16M_5 + 4M_6 = -307.04$  .....(5)
- L'appui 6:  $4M_5 + 8M_6 = -153.52$  .....(6)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

- $M_1 = M_6 = -12.25$  KN.m
- $M_2 = M_5 = -13.87$  KN.m
- $M_3 = M_4 = -9.02$  KN.m

➤ **Calcul des moments en travées**

Le moment en travée à distance x de l'appui "i" est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Tableau III.1.3 Calcul des moments aux travées

Travées	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	x (m)	$\mu(x)$	$M_t(x)$ (KN.m)
1-2	4	9.595	-12.25	-13.87	1,95	19.18	6.14
2-3	4	9.595	-13.87	-9.02	2,12	19.12	7.82
3-4	2,70	9.595	-9.02	-9.02	1,35	8.74	-0.28
4-5	4	9.595	-9.02	-13.87	1,87	19.10	7.81
5-6	4	9.595	-13.87	-12.25	2,04	19.18	6.13

**Remarque**

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis au détriment des moments en travées (l'inconvénient de la méthode des 3 moments), on diminue ces derniers de 1/3 et on augmente les moments en travées de 1/3

**➤ Moments en travées**

- $M_{(1-2)} = 6.14 + 0.33 (6.14) = 8.16$  [KN.m]
- $M_{(2-3)} = 7.82 + 0.33 (7.82) = 10.40$  [KN.m]
- $M_{(3-4)} = -0.28 + 0.33 (-0.28) = -0.37$  [KN.m]
- $M_{(4-5)} = 7.81 + 0.33 (7.81) = 10.38$  [KN.m]
- $M_{(5-6)} = 6.13 + 0.33 (6.13) = 8.15$  [KN.m]

**➤ Moments aux appuis**

- $M_1 = -12.25 + 0.33 (12.25) = -8.2$  [KN.m]
- $M_2 = -13.87 + 0.33 (13.87) = -9.28$  [KN.m]
- $M_3 = -9.02 + 0.33 (9.02) = -6.04$  [KN.m]
- $M_4 = -9.02 + 0.33 (9.02) = -6.04$  [KN.m]
- $M_5 = -13.87 + 0.33 (13.87) = -9.25$  [KN.m]
- $M_6 = -12.25 + 0.33 (12.25) = -6,12$  [KN.m]

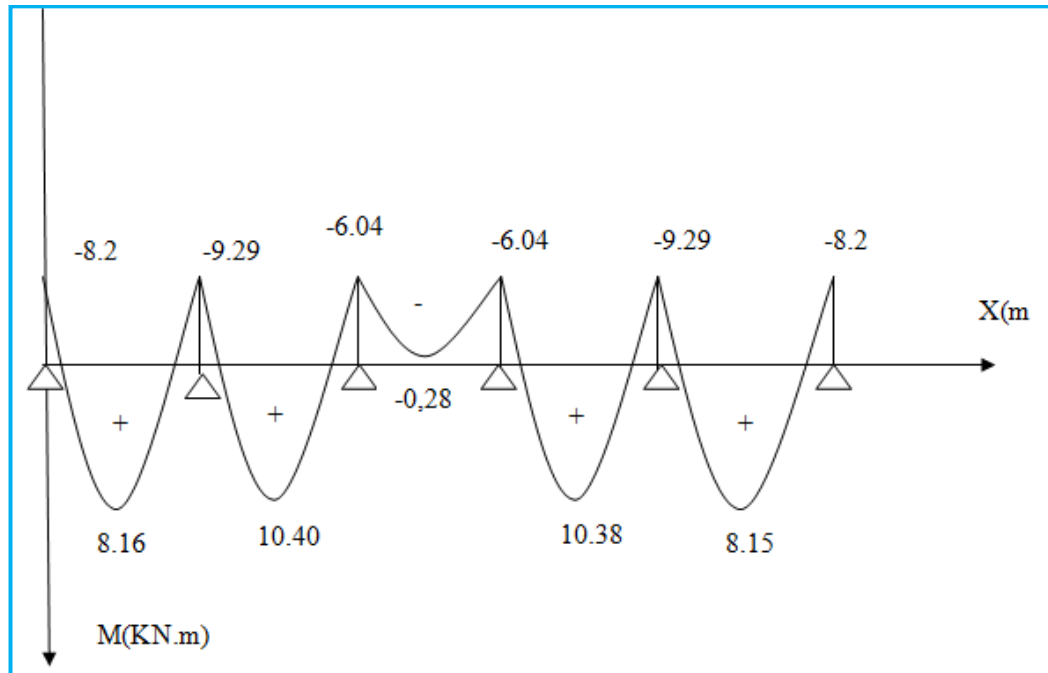


Figure III.1.13 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

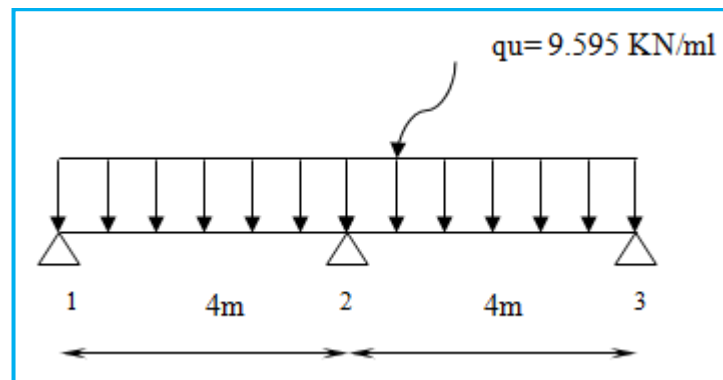


Figure III.1.14 Schéma statique de la poutre n 2.

➤ Calcul de moments aux appuis

- L'appui 1 :  $8M_1 + 4M_2 = -153.52$  .....(1)
- L'appui 2 :  $4M_1 + 16M_2 + 4M_3 = -307.04$  .....(2)
- L'appui 3 :  $4M_2 + 8M_3 = -153.52$  .....(3)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

- $M_1 = -12.79 \text{ KN.m}$
- $M_2 = -12.79 \text{ KN.m}$
- $M_3 = -12.79 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des moments en travée

Tableau III.1.4 Calcul des moments aux travées.

Travées	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	X (m)	$\mu(x)$	$M_t(x)$ (KN.m)
1-2	4	5.595	-12.79	-12.79	2	19.19	6.4
2-3	4	5.595	-12.79	-12.79	2	19.19	6.4

### Les moments corrigés

#### ➤ Moments en travées

- $M_{(1-2)} = 6.4 + 0.33 (6.4) = 8.512 \text{ [KN.m]}$
- $M_{(2-3)} = 6.4 + 0.33 (6.4) = 8.512 \text{ [KN.m]}$

#### ➤ Moments aux appuis

- $M_1 = -12.79 + 0.33 (12.79) = -8.56 \text{ [KN.m]}$
- $M_2 = -12.79 + 0.33 (12.79) = -8.56 \text{ [KN.m]}$
- $M_3 = -12.79 + 0.33 (12.79) = -8.56 \text{ [KN.m]}$

#### ➤ Diagramme du moment fléchissant

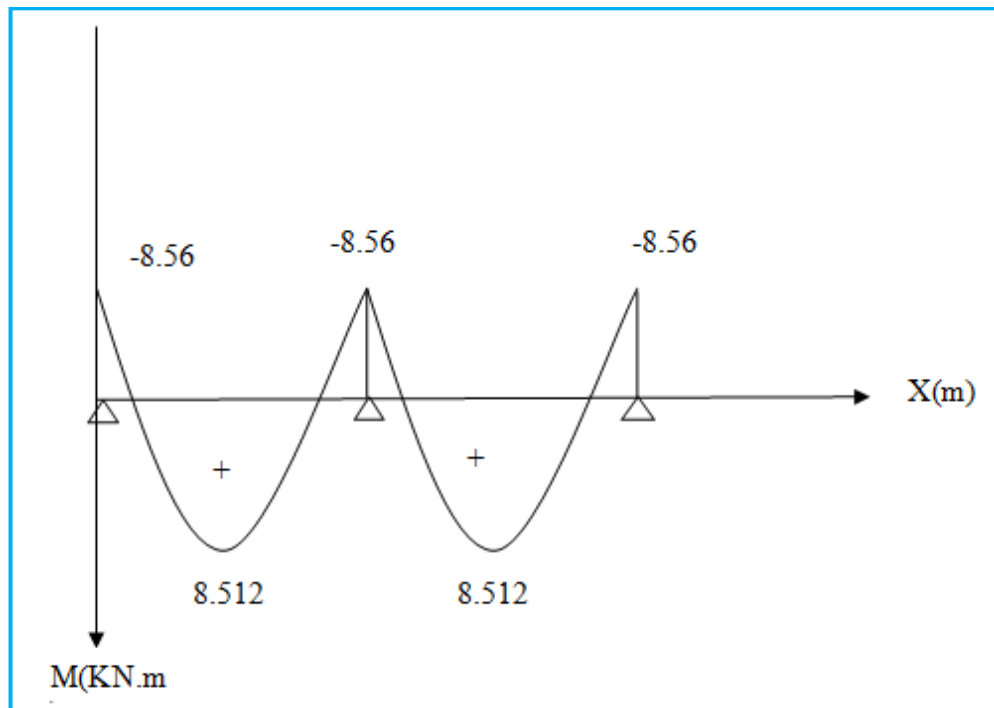


Figure III.1.15 Diagramme de moments fléchissant à l'ELU.

## ➤ Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left( \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Tableau III.1.5 Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

Travées	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$V(x)$ (KN)	
					$x = 0$	$x = L$
1-2	4	9.595	-8.2	-9.29	18.91	-19.46
2-3	4	9.595	-9.29	-6.04	20	-18.37
3-4	2,70	9.595	-6.04	-6.04	12.95	-12.95
4-5	4	9.595	-6.04	-9.29	18.37	-20
5-6	4	9.595	-9.29	-8.2	19.46	-18.91

## ➤ Diagramme des efforts tranchants



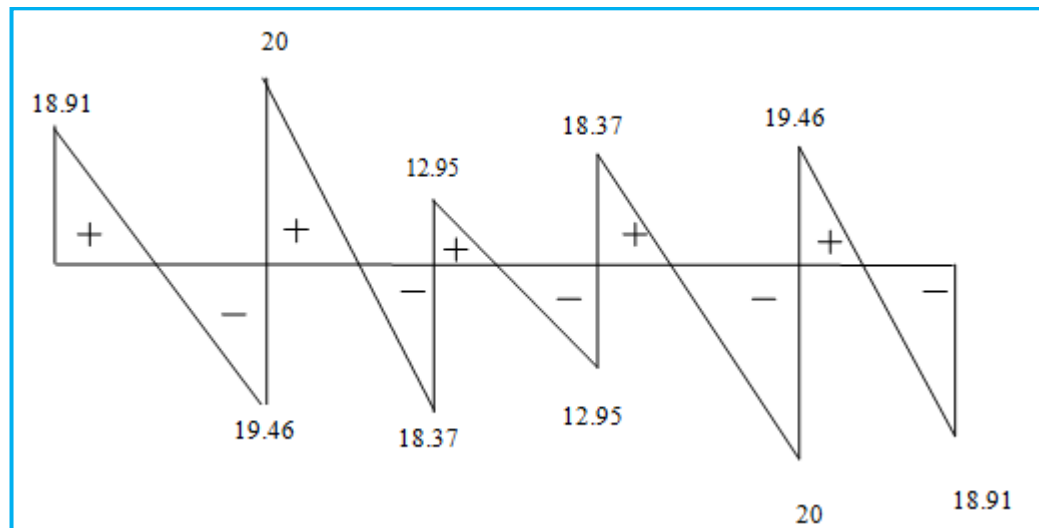


Figure III.1.16 Diagramme des efforts tranchant.

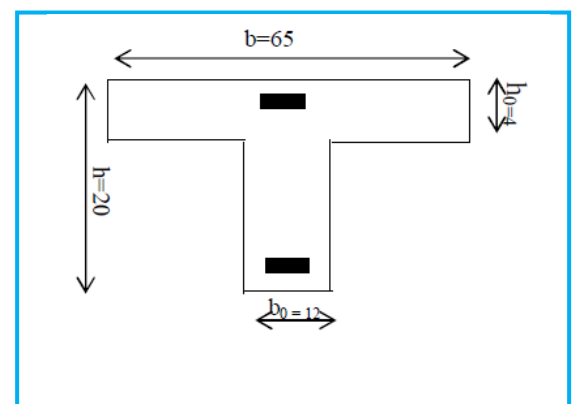
### III.1.6 Calcul des armatures

Les moments maximum aux appuis et en travées sont :

$$M_{ut}^{\max} = 10.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{\max} = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 20 \text{ KN}$$



#### A) Caractéristiques géométriques de la section de calcul

- $b = 65\text{cm}$  (largeur de la table de compression)
- $h = 20\text{cm}$  (hauteur total de plancher)
- $b_0 = 12\text{cm}$  (largeur de la nervure)
- $h_0 = 4\text{cm}$  (épaisseur de la table de compression)
- $c = 2\text{cm}$  (enrobage des armatures inférieures)
- $d = 18\text{cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

#### B) Moment résistant

$M_0$  : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_f = 10,40 < M_0 = 59,07 \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

### C) Calcul des armatures longitudinales

#### ➤ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,40 \cdot 10^2}{65 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,034 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

#### Les armatures nécessaires (traction)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{10,40 \times 10^2}{0,983 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,68 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_{st} = 3\text{HA}10 = 3,39 \text{ cm}^2$

#### ➤ Aux appuis

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$

$$b_0 = 12\text{cm}, c = 2\text{cm}, h = 20\text{cm}, d = 18\text{cm}$$

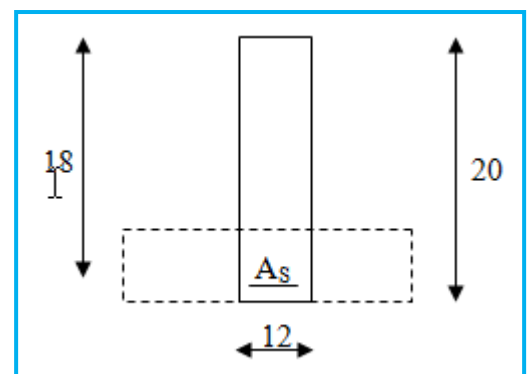
#### Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,29 \cdot 10^2}{12 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,168$$

$$\mu = 0,168 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,168 \rightarrow \beta = 0,907$$



$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{9.29 \times 10^2}{0.907 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{st} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

### III.1.7 Vérifications à L'ELU

#### A) Vérification à la condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \rightarrow$  **Condition vérifiée**
- En travée :  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

La section d'armature choisie est supérieure à  $A_{\min}$ , donc la condition est vérifiée.

#### B) Vérification au cisaillement (BAEL99 Art A.5.1.211)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } V_u = 20 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{20 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.925 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.925 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### C) Influence de l'effort tranchant (BAEL99 Art A.5.1.313)

##### ➤ Au niveau des appuis de rive

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 20 \times 10^3}{120 \times 162} = 2.05 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Au niveau des Appuis intermédiaires (BAEL 99 Art A.5.1.321)**

$$0.9 \times d \times Vu = 0.9 \times 0.180 \times 20 = 3.24 \text{ KN.m}$$

$$Mu = 10.40 \text{ KN.m} > 3.24 \text{ KN.m}$$

→ Les armatures calculées sont suffisantes.

**Sur le béton (BAEL 99 Art A.5.1.313)**

$$\frac{2Vu}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 20 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 2.05 \text{ MPA}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPA}$$

$$2.05 \text{ MPA} < 13.33 \text{ MPA}$$

→ **Condition vérifiée**

➤ **Section minimale d'armatures inferieures sur appui : (BAEL 99 Art A.5.1.313)**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times Vu$$

$$\frac{1.15}{400} \times 20 = 0.0575 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.08 \text{ cm}^2 > 0.0575 \text{ cm}^2$$

→ **Condition vérifiée**

➤ **Contrainte minimale de compression sur appui : (BAEL99 Art A.5.1.322)**

$$\sigma_{mb} = \frac{Vu}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{20 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.028 \text{ MPA}$$

$$\frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPA}$$

$$1.028 \text{ MPA} < 21.67 \text{ MPA}$$

→ **Condition vérifiée**

### D) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (BAEL 99 Art A.6.1)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPA} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1,5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{20 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 2 \times 12} = 1.63 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.63 \text{ MPA} < 3,15 \text{ MPA} = \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### E) Ancrage des barres: (BAEL99/Art A.6.1,23)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Soit :  $L_s = 50 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $L_a = 0,4 L_s$

$$L_a = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm.}$$

### F) Calcul des armatures transversales

#### ➤ Le diamètre minimal des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 99 Art A.7.2.12)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 12/10 ; 20/35 ; 10 \} = 0,56 \text{ cm}$$

On prend :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$$

➤ **La section des armatures transversales**

$$St_1 \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = 16,2\text{cm}$$

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

### III.1.8 Calcul à l'ELS

#### A) Combinaison de charge à l'ELS

$$q_s = G+Q = 6.747 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 5,154\text{KN/ml}$$

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge  $q_u$ . Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par  $\frac{q_s}{q_u}$  pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.747}{9.595} = 0.703$$

#### B) Calcul des moments fléchissant

➤ **Les moments aux appuis**

- $M_1 = -8.2 \times 0.703 = -5.76 \text{ KN.m}$
- $M_2 = -9.29 \times 0.703 = -6.53 \text{ KN.m}$
- $M_3 = -6.04 \times 0.703 = -4.24 \text{ KN.m}$
- $M_4 = -6.04 \times 0.703 = -4.24 \text{ KN.m}$
- $M_5 = -9.29 \times 0.703 = -6.53 \text{ KN.m}$
- $M_6 = -8.2 \times 0.703 = -5.76 \text{ KN.m}$

➤ **Les moments en travées**

- $M_{(1-2)} = 8.16 \times 0.703 = 5.736 \text{ KN.m}$
- $M_{(2-3)} = 10.40 \times 0.703 = 7.31 \text{ KN.m}$
- $M_{(3-4)} = -0.37 \times 0.703 = -0.26 \text{ KN.m}$
- $M_{(4-5)} = 10.38 \times 0.703 = 7.29 \text{ KN.m}$
- $M_{(5-6)} = 8.15 \times 0.703 = 5.72 \text{ KN.m}$

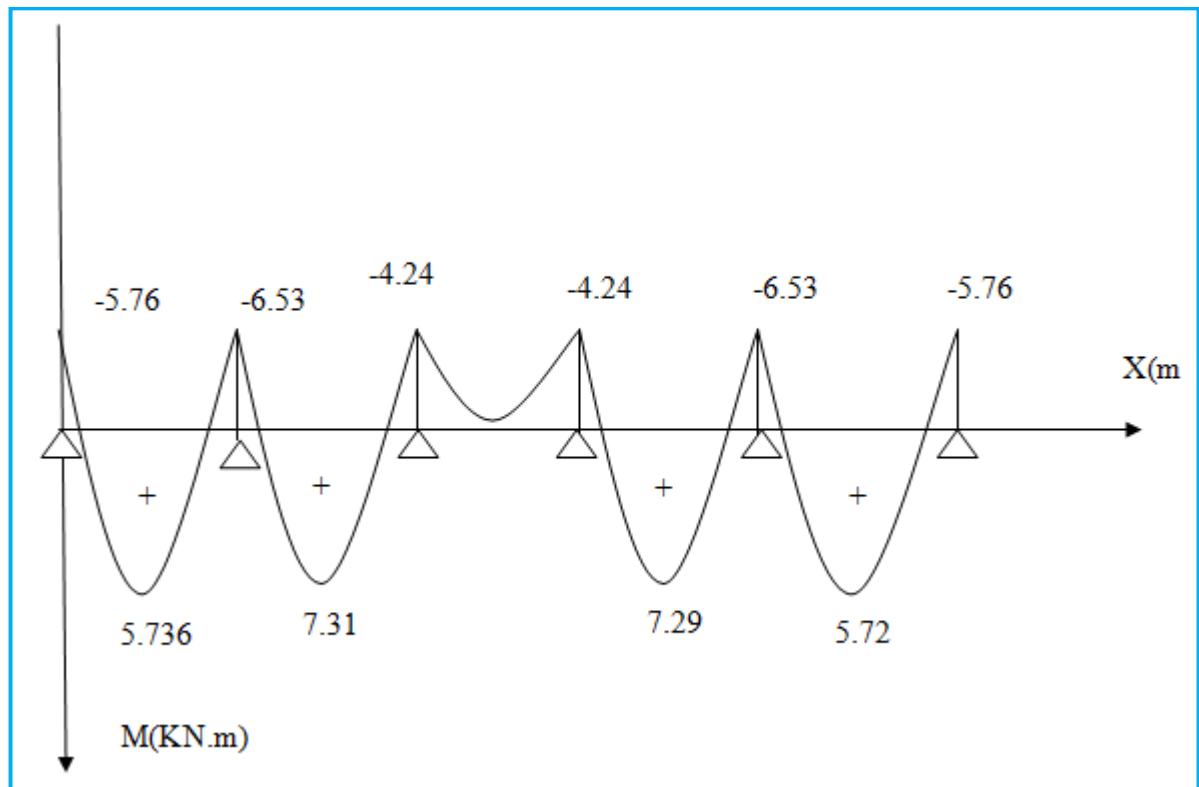


Figure III.1.17 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

## C) Calcul des efforts tranchants

$$V_s = V_u \times 0.703$$

Tableau III.1.6 Calcul des efforts tranchants à l'ELS

Travées	L (m)	$q_u$ (KN/m)	Coefficient ( $q_s/q_u$ )	$V(x)$ (KN)	
				$x = 0$	$x = L$
1-2	4	9.595	0.703	13.29	-13.68
2-3	4	9.595	0.703	14.06	-12.91
3-4	2,70	9.595	0.703	9.10	-9.10
4-5	4	9.595	0.703	12.91	-14.06
5-6	4	9.595	0.703	13.68	-13.29

## ➤ Diagramme de l'effort tranchant

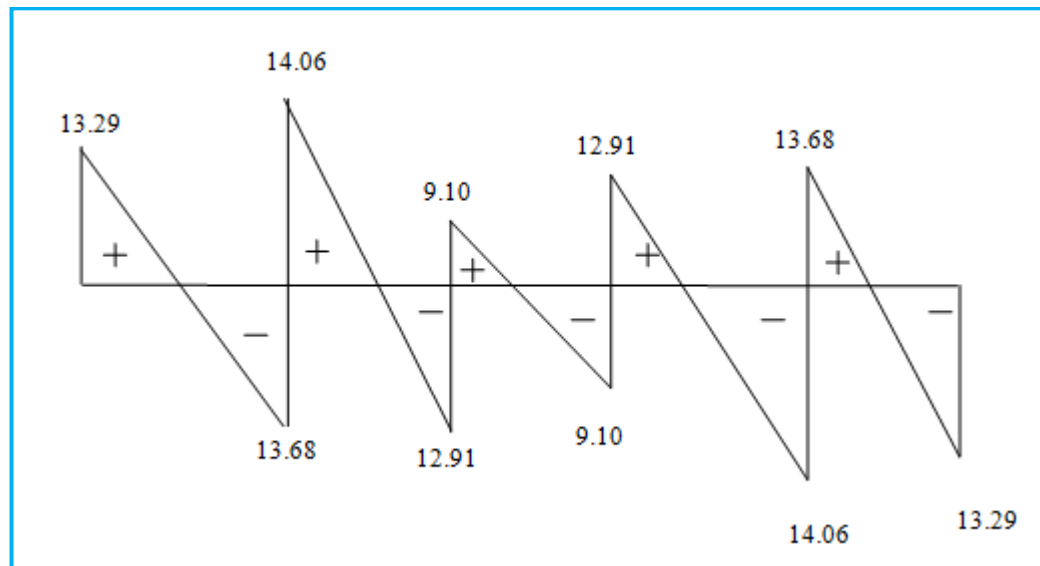


Figure III.1.18 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS

### III.1.9 Vérifications à L'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives sont exposées dans ce qui suit.

#### A) État limite de résistance de béton en compression

La contrainte de compression dans le béton :  $\overline{\sigma_{bc}} = \frac{\sigma_s}{K1}$

##### ➤ En travée

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,56 \rightarrow \beta_1 = 0,837 \rightarrow K1 = 15,67$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{7.13 \times 10^6}{0,837 \times 180 \times 339} = 142.93 \text{ MPA} < 348 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{109,25142.93}{15,67} = 9.12 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### ➤ Aux appuis

La section d'armatures adoptée aux appuis

$$A_s = 2 \phi 14 = 3.08 \text{ cm}^2$$



$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 3.08}{12 \times 18} = 1.42 \rightarrow \beta_1 = 16.65 \rightarrow K1 = 0.842$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{6.53 \times 10^6}{0.842 \times 180 \times 308} = 139.88 \text{ MPA} < 348 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{139.88}{16.65} = 8.40 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

### B) État limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Art A.4.5.3.2)

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

### C) État limite de déformation

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

Les règles de BAEL99 (Art B.6.8.424) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

Avec : L = 400cm (longueur entre nus d'appuis)

h = 20cm (hauteur totale de la poutrelle).

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.20}{4.00} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.20}{4} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{7.31}{13.49} \Rightarrow 0.06 \geq 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.01 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

## III.2 Calcul du balcon

### III.2.1 Introduction

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, il est constitué d'une dalle pleine, il est soumis à des charges permanentes dues à son poids propre. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

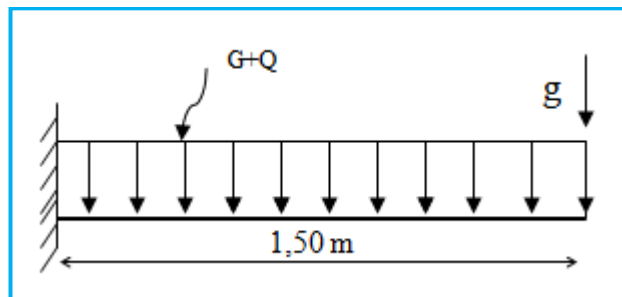


Figure III.2.19 Schéma statique du balcon

### III.2.2 Dimensionnement du balcon

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit :

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

### III.2.3 Charges et surcharges du balcon

#### A) Les charges permanentes

Tableau III.2.7 Charges permanentes du balcon

Charges permanentes	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en Carrelage	22	2	0,44
Mortier de pose	20	2	0,40
La dalle pleine	25	15	3,75
Couche de sable	18	3	0,54
Enduit de ciment	18	2	0,36
			<b>G = 5,49 KN/m<sup>2</sup></b>

#### B) Charges concentrées

Tableau III.2.8 Charge concentrée sur le balcon dû au poids propre du garde-corps

Charge permanente du garde corps	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
----------------------------------	--------------------------------------	--------------	------------------------

Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit ciment	18	2x0,02	0,72
			<b><math>G = 1,62 \text{ KN/m}^2</math></b>

**C) Surcharge d'exploitation**

$$Q = 3,5 \text{ KN/ml}$$

**III.2.4 Calcul à l'ELU****D) Combinaisons de charges**

- ❖ La dalle  $q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 5,49 + 1,5 \times 3,5 = 12,661 \text{ KN/ml}$
- ❖ Le garde-corps  $q_{u2} = 1,35g = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN/ml}$

**E) Calcul du moment**

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,661 \times 1,50^2}{2} + 2,187 \times 1,50 = 17,52 \text{ KN.m}$$

**III.2.5 Calcul à l'ELS****A) Combinaisons de charges**

- ❖ La dalle  $q_{s1} = G + Q = 5,49 + 3,5 = 8,99 \text{ KN/ml}$
- ❖ Le garde-corps  $q_{s2} = g = 1,62 \text{ KN/ml}$

**B) Calcul du moment**

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8,99 \times 1,50^2}{2} + 1,62 \times 1,50 = 12,54 \text{ KN.m}$$

**III.2.6 Ferrailage**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

**A) Les armatures principales**

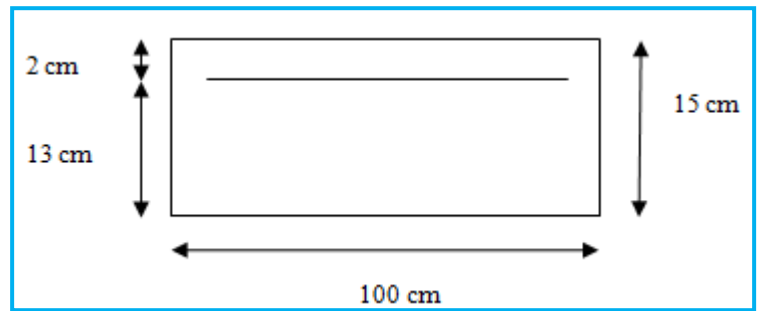
$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17,52 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,20} = 0,073 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A.}$$

Donc :  $A' = 0$

$$\mu = 0,073 \longrightarrow \beta = 0,962$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,52 \times 10^3}{0,962 \times 13 \times 348} = 4,02 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup> avec  $S_t = 25 \text{ cm}$



### B) Les armatures de répartition

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

On adopte : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

### C) Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 12,661 \times 1,50 + 2,187$$

$$V_u = 21,17 \text{ KN}$$

## III.2.7 Vérifications à l'ELU

### A) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2, 1)

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### B) Espacement des barres (BAEL 99 Art A.8.2, 42)

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Armatures répartitions :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

### C) Vérification au cisaillement (BAEL 99 Art A.5.1.211)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\} = 2,5 \text{ MPA} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{21,17 \times 10}{100 \times 13} = 0,162 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### D) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99 Art A.6.1, 3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d\Sigma_{ui}} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_k = 3,14 \times 4 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,34 \times 10}{0,9 \times 13 \times 15,072} = 1,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### E) Ancrage rectiligne des barres

La longueur de scellement est donnée par la loi :

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

$$\text{Avec } \tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm} \text{ soit } L_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (BAEL99 Art A.6.1, 253) est fixée pour les barres à haute adhérence à :  $L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

On adopte :  $L_a = 18 \text{ cm}$ .

## III.2.8 Vérification à l'ELS

### A) État limite d'ouverture de la fissure (BAEL 99 Art A.4.5,32)

La fissuration est considérée peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

### B) État limite de compression de béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ K_1 = 39,35 \end{cases}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{39,35} = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,54 \times 10^6}{0,908 \times 130 \times 452} = 235,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_s = 0,025 \times 235,03 = 5,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

## III.2.9 Vérification de la flèche (BAEL99 Art B.6.5 ,1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

1.  $\frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
2.  $\frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_u} \rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{12,54}{10(17,52)} = 0,071 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
3.  $\frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0034 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

## Conclusion

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

## III.3 Calcul des escaliers

### III.3.1 Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permet de passer d'un niveau à un autre. Notre bâtiment comporte un deux type d'escalier en béton armé coulé sur place.

- ❖ **Escalier du RDC**: à trois volées continues avec paliers intermédiaires.
- ❖ **Escaliers d'autres niveaux** : sont à deux volées avec un palier intermédiaire.

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

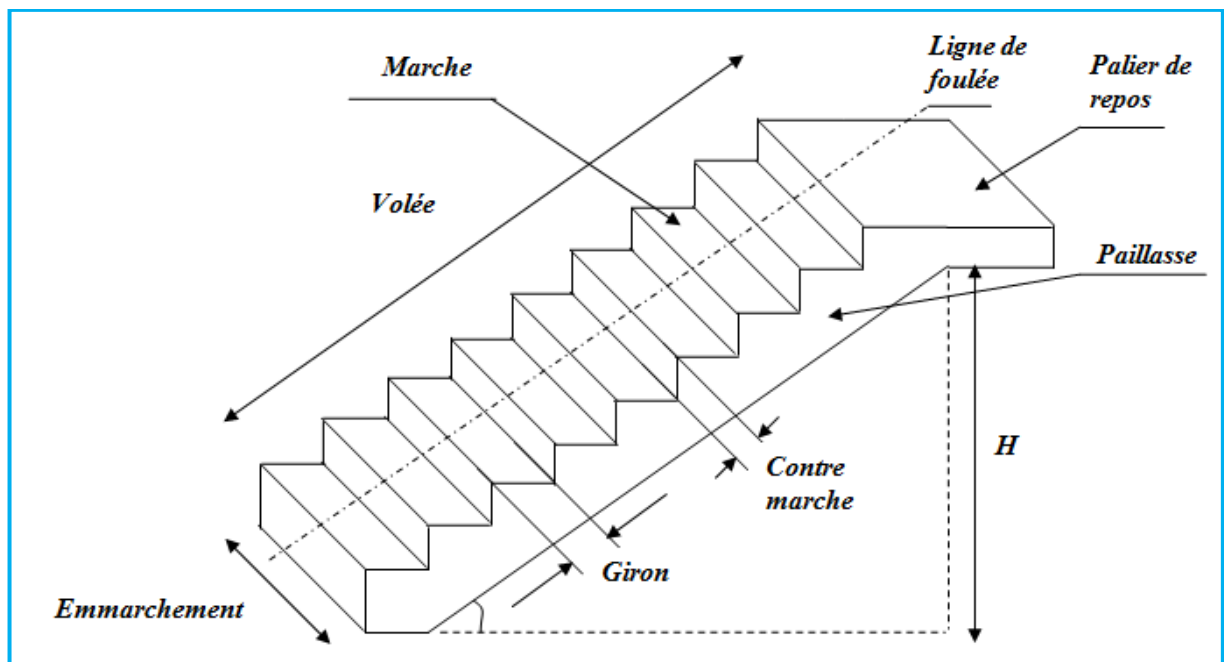


Figure III.3.20 Principaux termes relatifs à un escalier

- ❖ **Lamarche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- ❖ **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- ❖ **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes  $h = 14$  à  $17$  cm, jusqu'à  $22.5$  [cm] pour les escaliers à usage de service ou privé.
- ❖ **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches, il y a une valeur constante de  $28$  [cm] au minimum. un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $2h + g = 59$  à  $66$ .
- ❖ **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- ❖ **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- ❖ **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.
  - $n$  : nombre de contre marches.
  - $m$  : nombre de marches

Notre ouvrage est doté d'une cage d'escalier, de type « escalier droit », réalisé en béton armé coulé sur place.

### III.3.2 Calcul de l'escalier pour les étages courants

#### C) Pré dimensionnement

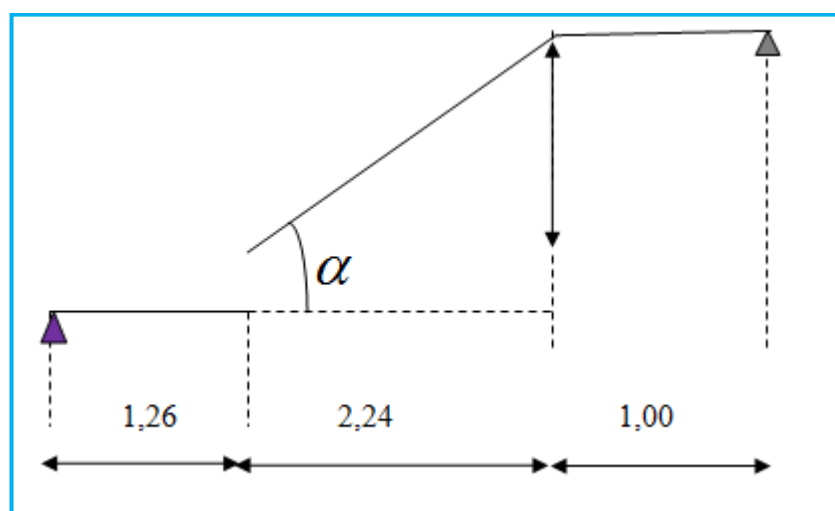


Figure III.3.21 Pré dimensionnement de l'escalier étage courant

Hauteur de l'étage :  $H = 3,06 \text{ m}$

Hauteur de la volée :  $1,53 \text{ m}$

❖ Hauteur de la contre marche  $h$  :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

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

❖ Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9 \text{ contre marches.}$

On prend :  $n = 9 \text{ contre marches.}$

❖ nombre de marches  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$

❖ Calcul du Giron :  $g = \frac{L}{n-1} = \frac{224}{8} = 28 \text{ cm}$

La relation empirique qui lie «  $h$  et  $g$  » et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable c'est la relation de BLONDEL :

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

#### ➤ Vérification de la loi de BLONDEL

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

$$59 \text{ cm} \leq 28+2 \times (17) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 62 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### ➤ Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

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

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

Avec  $L_0$  longueur du palier et de la paillasse

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{224} = 0.683 \Rightarrow \alpha = 34.33^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2 = \frac{2,24}{0,825} + 1,26 = 3,97 \text{ m}$$

$$L_0 = 3,97 \text{ m}$$

$$\frac{397}{30} \leq ep \leq \frac{397}{20} \Rightarrow 13,23 \leq ep \leq 19,85 \text{ cm}$$

On prend  $ep = 17 \text{ cm}$



## D) Détermination des sollicitations de calcul

## ➤ Charges permanentes

## ❖ La volée

Tableau III.3.1 charge permanente de la volée

Élément	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0,17}{\cos 34,33}$	25	5,14
Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	25	2,12
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Poids propre du garde corps	/	/	0,2
<b>G<sub>1</sub> = 8,56 KN/m</b>			

## ❖ Le palier

Tableau III.3.2 charges permanentes du palier

Élément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre du palier	4,25
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,40
<b>G<sub>2</sub> = 5,65 KN/m</b>	

## ➤ Surcharge d'exploitation

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

➤ **Combinaisons de charges**

▪ **ELU :**  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

La volée :  $q_{1u} = (1,35 \times 8,56 + 1,5 \times 2,5) = 15,306 \text{ KN/m}$

Le palier :  $q_{2u} = (1,35 \times 5,65 + 1,5 \times 2,5) = 11,37 \text{ KN/m}$

▪ **ELS :**  $q_s = G + Q$

La volée:  $q_{1s} = (8,56 + 2,5) = 11,06 \text{ KN/m}$

Le palier :  $q_{2s} = (5,65 + 2,5) = 8,15 \text{ KN/m}$

### III.3.3 Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'E.L.U

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant, on calcule d'abord les réactions d'appuis, avec les formules de la R.D.M.

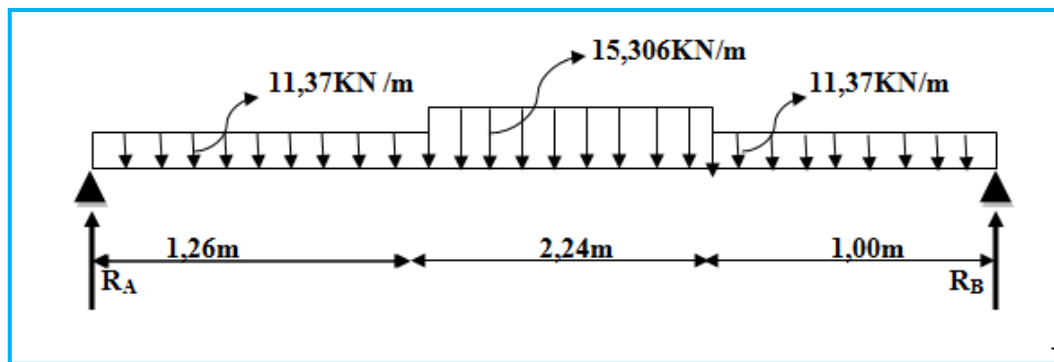


Figure III.3.22 Schéma statique de calcul à l'ELU

➤ **Les réactions d'appuis**

$$R_A + R_B = (11,37 \times 1,26) + (15,306 \times 2,24) + (11,37 \times 1,00)$$

$$R_A + R_B = 59,98 \text{ KN}$$

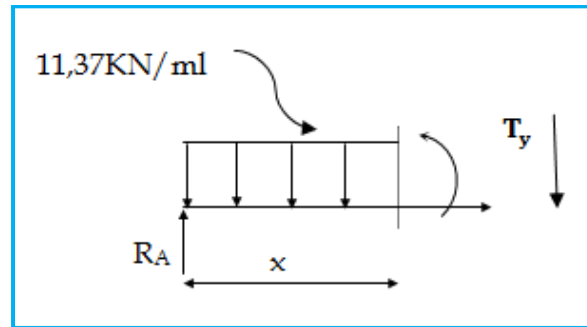
$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = \frac{\left(11,37 \times \frac{1,26^2}{2}\right) + \left[15,306 \times 2,24 \times \left(1,26 + \frac{2,24}{2}\right)\right] + \left[11,37 \times 1,00 \times \left(3,5 + \frac{1,00}{2}\right)\right]}{(1,26 + 2,24 + 1,00)}$$

$$R_B = 30,25 \text{ KN}$$

D'où :  $R_A = 29,73 \text{ KN}$

➤ **Calcul des efforts internes**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,26 \text{ m}$



$$\sum M/\delta = 0 \rightarrow M_z = -5,685 x^2 + 29,73 x$$

Pour  $x=0 \rightarrow M_z = 0$

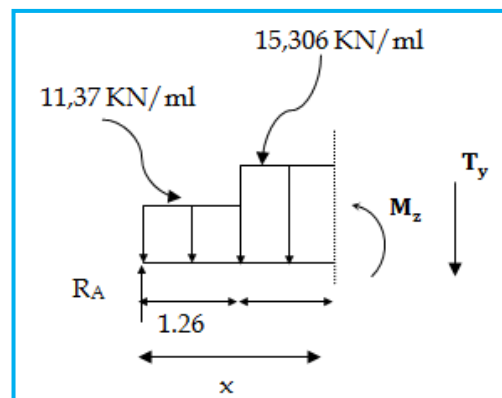
Pour  $x=1,26 \rightarrow M_z = 28,44 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -11,37 x + 29,73$$

Pour  $x = 0 \rightarrow T_y = 29,73 \text{ KN.}$

Pour  $x = 1,26 \rightarrow T_y = 15,40 \text{ KN}$

➤ **2<sup>eme</sup> tronçon :**  $1.26 \leq x \leq 3.50 \text{ m}$



$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -7,653 x^2 + 34,69 x - 3,12$$

Pour  $x = 1,26 \rightarrow M_z = 28,44 \text{ KN.m}$

Pour  $x = 3,50 \rightarrow M_z = 24,55 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -15,306 x + 34,69$$

Pour  $x=1,26 \rightarrow T_y = 15,40 \text{ KN.}$

Pour  $x=3,50 \rightarrow T_y = -18,88 \text{ KN.}$

$$M'_z = -15,306 x + 34,69 = 0 \rightarrow x = 2,27 \text{ m}$$

$$M_z^{max}(2,27) = 36,19 \text{ KN.m}$$

➤ 3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,00\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -5,685x^2 + 30,25x$$

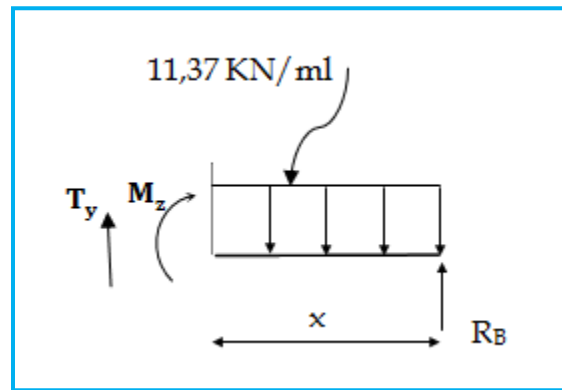
$$\text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0$$

$$\text{Pour } x=1,00 \rightarrow M_z = 24,55 \text{ KN.m}$$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 11,37x - 30,25$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = -30,25 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=1,00 \rightarrow T_y = -18,88 \text{ KN}$$



Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

❖ Aux appuis :  $M_a = -0,3 M_z^{\max} = -0,3 \times 36,19 = -10,85 \text{ KN.m}$

❖ En travée :  $M_t = 0,85 M_z^{\max} = 0,85 \times 36,19 = 30,76 \text{ KN.m}$

➤ Diagramme des Efforts internes

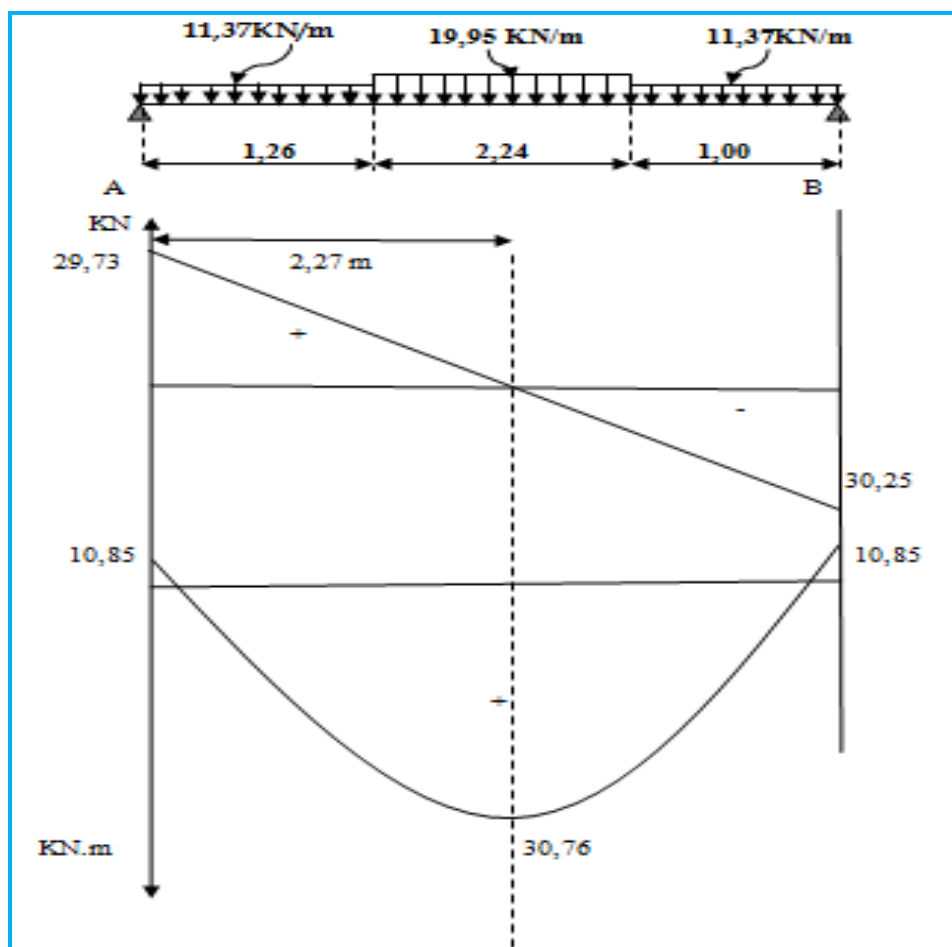
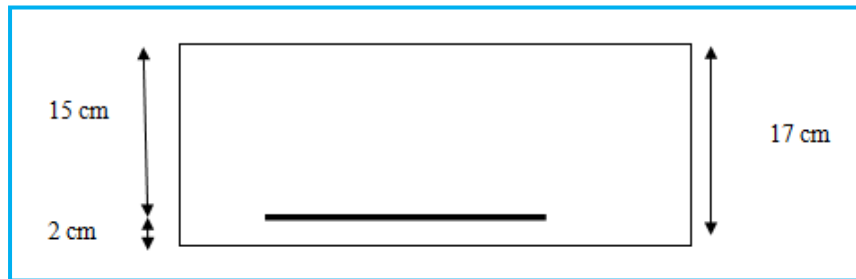


Figure III.3.23 Diagramme des efforts internes à l'ELU

### III.3.4 Ferrailage

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m, ayant une épaisseur de 17 cm.



#### E) En travée

##### ➤ Armatures principales

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{30,76 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (150)^2} = 0,096 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,096 \Rightarrow \beta = 0,949$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{30,76 \times 10^3}{348 \times 15 \times 0,949} = 6,20 \text{ cm}^2 \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

On opte pour **6HA12= 6,78 cm<sup>2</sup>** Avec **e= 15cm**.

##### ➤ Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA8=3,02 cm<sup>2</sup>** Avec **e = 15cm**.

#### F) Aux appuis

##### ➤ Armatures principales

$$\mu = \frac{M_A}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10,85 \cdot 10^6}{1000 (150)^2 \cdot 14,2} = 0,033 \quad \text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\mu = 0,033 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

À partir des abaques :

$$\mu = 0,033 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,85 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 15 \cdot 348} = 2,11 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA10=4.71 cm<sup>2</sup>** Avec **e= 15cm**.

##### ➤ Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA8 = 3.02 cm<sup>2</sup>** Avec **e = 15cm**.

### III.3.5 Vérification à l'ELU

#### G) Espacement des armatures (BAEL99 Art A.8.2.42)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales**  $St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$ .

- **Appui :**  $St=15\text{cm} < 33 \text{ cm}$  → **Condition vérifiée**
- **Travée :**  $St=15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  → **Condition vérifiée**

➤ **Armatures de répartition**  $St < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

- **Appui :**  $St=15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  → **Condition vérifiée**
- **Travée :**  $St=15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  → **Condition vérifiée**

#### H) Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4.2):

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**  $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.81 \text{ cm}^2$  → **Condition vérifiée**
- **Aux appuis :**  $A_A = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.81 \text{ cm}^2$  → **Condition vérifiée**

#### I) Vérification au cisaillement (BAEL99 Art A.5.22)

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPA}, 5 \text{ MPA} \} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V_{\text{max}} = 30.25 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{30.25 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.201 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.201 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement

**J) Entrainement des barres (BAEL99 Art A.6.1,3) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec} \quad \Psi_s = 1.5 \quad (\text{pour les aciers H.A}).$$

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

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles =  $n \times \pi \times \phi$

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 10 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.25 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.18 \text{ MPA} \rightarrow 1.18 \text{ MPA} < 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Longueur du scellement droit (BAEL99 Art A.6.1,22)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0.4.L_s$  pour les aciers H.A

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

**K) Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL99 Art A.5.1.313)**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 30.25 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 150} = 0.44 \text{ MPA}$$

$$\frac{0,8f_{c_{28}}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPA}$$

$$0,44 \text{ MPA} \leq 13,44 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### L) Influence de l'effort tranchant sur armatures (BAEL99 Art 5.1.1.312)

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{30,25 \cdot 10^3}{348,100} = 0,86 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{st \text{ adopté}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \quad \rightarrow \quad \text{Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes}$$

### III.3.6 Calcul à l'ELS

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

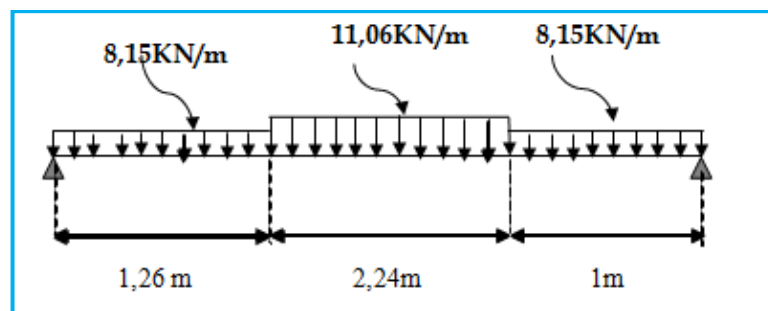


Figure III.3.24 Schéma statique de calcul à l'ELS

### M) Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 43,19 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{8,15 \times 1,26^2}{2} + 11,06 \times 2,24 \times 2,38 + 8,15 \times 1 \times 4 = 4,5 R_B$$

$$\text{Donc: } R_A = 21,41 \text{ KN}$$

$$R_B = 21,78 \text{ KN.}$$

### N) Calcul de l'effort tranchant

Tableau III.3.3 Calcul de l'effort tranchant à l'ELS

Tronçon	Expression	X(m)	T <sub>y</sub> (KN)
		0	21,41



$0 \leq x \leq 1,26\text{m}$	$21,41 - 8,15x$	1,26	11,14
$1,26\text{m} \leq x \leq 3,50\text{m}$	$25,08 - 11,06x$	1,26	11,14
		3,50	-13,63
$0 \leq x \leq 1\text{m}$	$21,78 - 8,15x$	0	-21,78
		1	-13,63

### O) Calcul du moment fléchissant

### P) Tableau III.3.4 Calcul du moment fléchissant a L'ELS

Tronçon	Expression	X(m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,26\text{m}$	$21,41x - 4,075x^2$	0	0
		1,26	20,51
$1,26\text{m} \leq x \leq 3,50\text{m}$	$25,08x - 2,31 - 5,53x^2$	1,26	20,51
		3,5	17,72
$0 \leq x \leq 1\text{m}$	$21,78x - 4,075x^2$	0	0
		1	17,72

- $M'_z = -11,06x + 25,08 = 0 \rightarrow x = 2,27\text{m}$
- $M(2,27) = 26,13 \text{ KN.m} = M_z \text{ max}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\text{max}}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- **Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \cdot M_z^{\text{max}} = -0,3 \times 26,13 = -7,83 \text{ KN.m}$
- **En travée :**  $M_t = 0,85 \cdot M_z^{\text{max}} = 0,85 \times 26,13 = 22,21 \text{ KN.m}$

### Q) Diagramme des Efforts internes

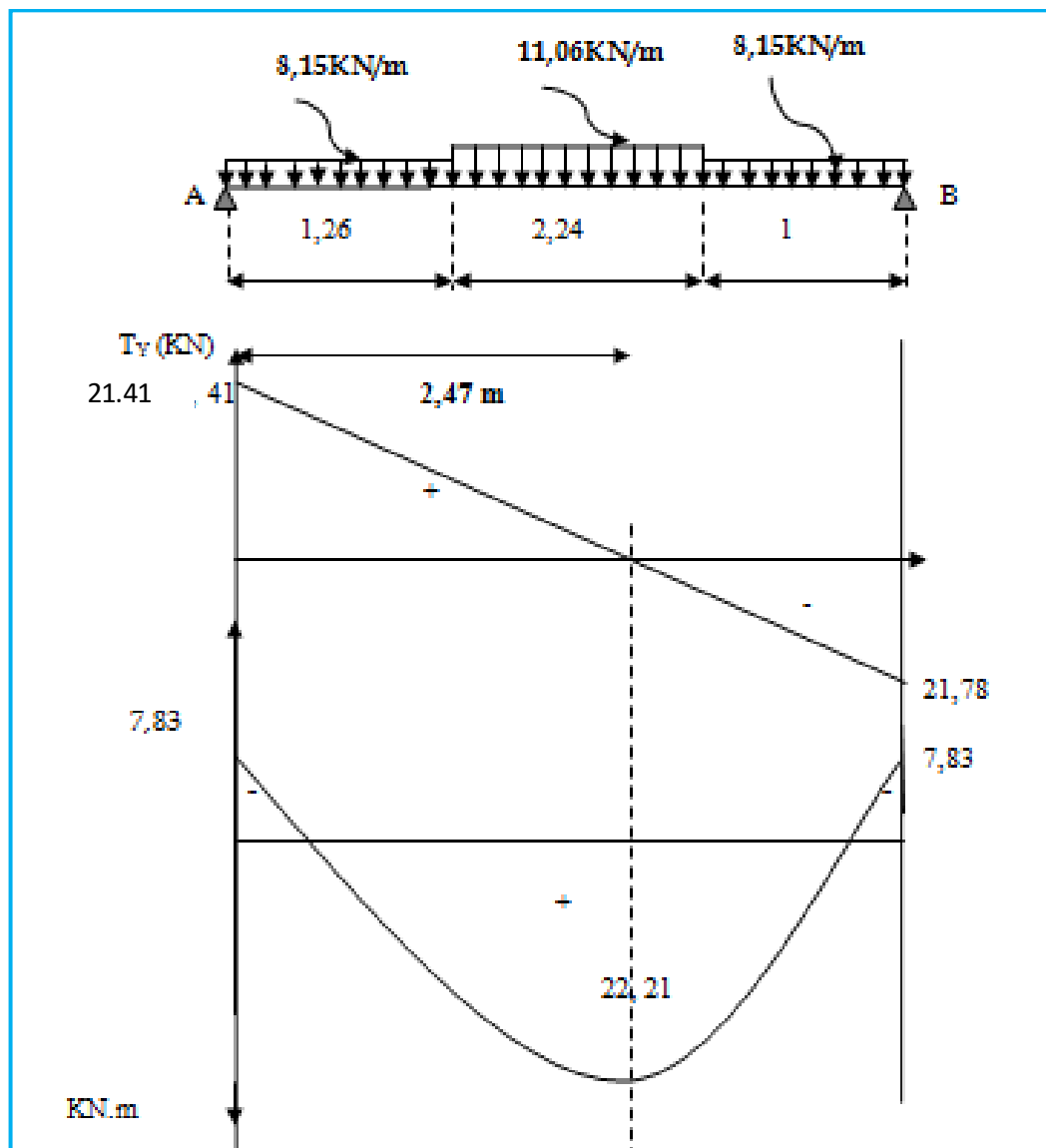


Figure III.3.25 Diagramme des efforts internes à l'ELS.

### III.3.7 Vérifications à l'ELS

#### R) État limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Art A.5.3,2)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

#### S) État limite de compression de béton (BAEL99 Art A.4.5,2)

##### ➤ En travées

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 15} = 0,452$$

$$\rho = 0,452 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,897 \\ K1 = 33,54 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{22,21 \times 10^3}{0,897 \times 15 \times 6,78} = 243,46 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = (1/33,54) \times 243,46 = 7,25 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### ➤ Aux appuis

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 15} = 0,314$$

$$\rho = 0,314 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,912 \\ K1 = 41,82 \end{cases}$$

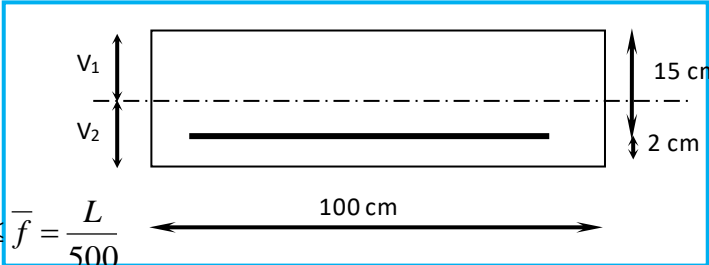
$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{7,83 \times 10^3}{0,912 \times 15 \times 4,71} = 121,52 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 2,90 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### T) Vérification de la flèche (BAEL 99 Art B.6.8, 424)

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{450} = 0,037 \leq \frac{1}{16} = 0,0625$$

La condition ci-dessus n'étant pas vérifiée, on doit calculer la flèche.



$$f = \frac{5q_{\max} L^4}{384E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec:

$$q_{\max} = \max(q_{\text{volée}} ; q_{\text{palier}})$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPA} , \quad f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$I$  : Moment d'inertie totale de la section homogène par rapport au centre de gravité :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$  : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_{ut} \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 15 \quad S_{xx} = 15975,5 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 A_t \times d = 100 \times 17 + 15 \times 6,78 = 1801,7 \text{ cm}^2$$

D'où:

$$V_1 = \frac{15975,5}{1801,7} = 8,86 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,86 = 8,14 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15 A_{ut} (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100(8,86^3 + 8,14^3)}{3} + 15 \times 6,78 \times (8,14 - 2)^2 = 44996,03 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{22210 \times 4,5^4}{1081886 \times 44996,03 \times 10^{-2}} = 0,0054 \text{ cm} \quad \bar{f} = 0,9 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.4 Calcul de la poutre palière

#### III.4.1 Introduction

La poutre palière est un élément porteur horizontal et linéaire supportant la paillasse d'un escalier. Elle est considérée partiellement encastree à ses deux extrémités.

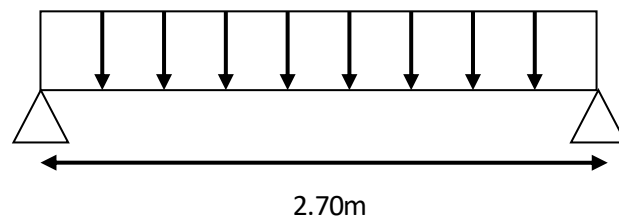


Figure III.4.1 schéma statique de la poutre palière

#### U) Hauteur

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- $L_{\max}$  : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis
- $h_t$  : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 2,70 \text{ m} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10} \text{ donc: } 18 \text{ cm} \leq h_t \leq 27 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  $h_t = 30 \text{ cm}$

### V) Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad d'où : 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA 2003 (**Art 7.5.1**),  $b \geq 20 \text{ cm}$ , on opte pour  $b=25 \text{ cm}$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

### III.4.3 Détermination des charges

Poids propre de la poutre :  $G_1 = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN} / \text{mL}$

Poids propre du mur extérieur  $G_2 = (1,53 - 0,35) \times 2,81 = 3,31 \text{ KN/ml}$

#### ➤ Effort tranchant à l'appui

- **ELU :**  $R_A = 30,25 \text{ KN}$
- **ELS :**  $R_A = 21,78 \text{ KN}$

### III.4.4 Combinaison de charges

**ELU :**  $q_u = 1.35 (G_1 + G_2) + R_A = 1.35 (1.875 + 3,31) + 30,25 = 37,128 \text{ KN/ml}$

$$\diamond q_u = 37,128 \text{ KN} / \text{mL}$$

**ELS :**  $q_s = (G_1 + G_2) + R_A = (1.875 + 3,31) + 21,78 = 26,965 \text{ KN/ml}$

$$\diamond q_s = 26,965 \text{ KN} / \text{mL}$$

### III.4.5 Calcul des efforts à L'ELU

#### ❖ Moment isostatique

$$M_{o_u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{37,128 \times (2,70)^2}{8} = 33,83 \text{ KN.m}$$

## ❖ Effort tranchant

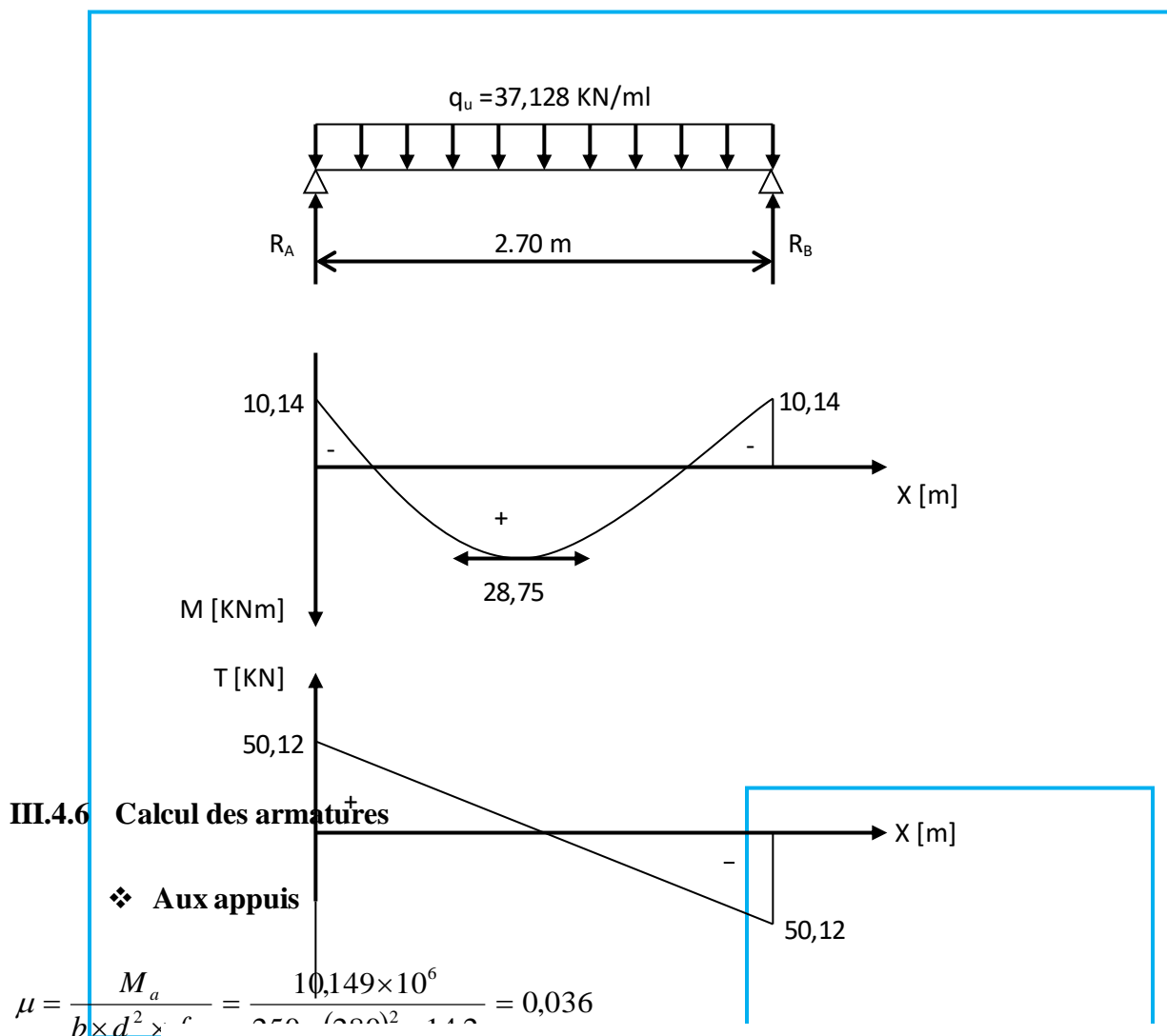
$$V_u = V_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{37,128 \times 2,70}{2} = 50,12 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement des appuis, les moments corrigés sont :

➤ **Sur appuis :**  $M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3 \times 33,83 = -10,149 \text{ KN.m}$

➤ **En travée :**  $M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85 \times 33,83 = 28,75 \text{ KN.m}$

## ❖ Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant



**Figure III.4.2: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant**

$\mu_b = 0,036 < \mu_{\ell} = 0,022 \rightarrow$  section simplement armée

$\mu_b = 0,036 \Rightarrow \beta = 0,982$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,149 \times 10}{0,982 \times 0,28 \times 348} = 1,06 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>

❖ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28,75 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,104$$

$$\mu < \mu_\ell \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,104 \Rightarrow \beta = 0,945$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28,75 \times 10}{0,945 \times 0,28 \times 348} = 3,12 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

### III.4.7 Vérification à L'ELU

#### W) Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

#### X) Vérification de l'effort tranchant (BAEL99 Art A.5.2.2)

$$V_u^{\max} = 50,12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{50,12 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,716 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min (3,33 \text{ MPA}, 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### Y) Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL99 Art A.6.1.3)

$$V_u^{\max} = 50,12 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPA}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec:  $\sum U_i = n \times \pi \times \phi$

$$\tau_{se} = \frac{50,12 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 3 \times 3,14 \times 10} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Z) Calcul des armatures transversales (BAEL99 Art A.7.2.2)

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 12 ; 8,57 ; 25 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On opte pour :  $2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2 \rightarrow (1\text{cadre}+1\text{étrier}) \phi 8$

#### 1. Espacement

$$St \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit :  $St = 25 \text{ cm}$

D'après le **RPA2003, Art 7.5.2.2** l'espacement doit vérifier

#### ❖ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \left\{ 7,5 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \right\} = 7 \text{ cm}$$

#### ❖ Zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} , \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

### E) Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec} \quad : \bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835$$

Avec :

$$\psi_s = 1,5 \text{ et } f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} . \quad \text{Soit} \quad l_s = 35 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL91 /modifié99** admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0,4 ls** pour les aciers haute adhérence.



$$l_a = 0,4l_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.} \quad \text{soit} \quad L_a = 14 \text{ cm}$$

#### III.4.8 calcul à L'ELS :

$$q_s = 26,965 \text{ KN / mL}$$

##### 1. Moment isostatique :

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{26,965 \times (2,7)^2}{8} = 24,57 \text{ KN.m}$$

##### 2. Effort tranchant :

$$V_s = V_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{26,965 \times 2,7}{2} = 36,402 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

➤ **Sur appuis :**  $M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 24,57 = -7,371 \text{ KN.m}$

➤ **En travée :**  $M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 24,57 = 20,88 \text{ KN.m}$

##### 3. Diagramme de l'effort tranchant et du moment fléchissant

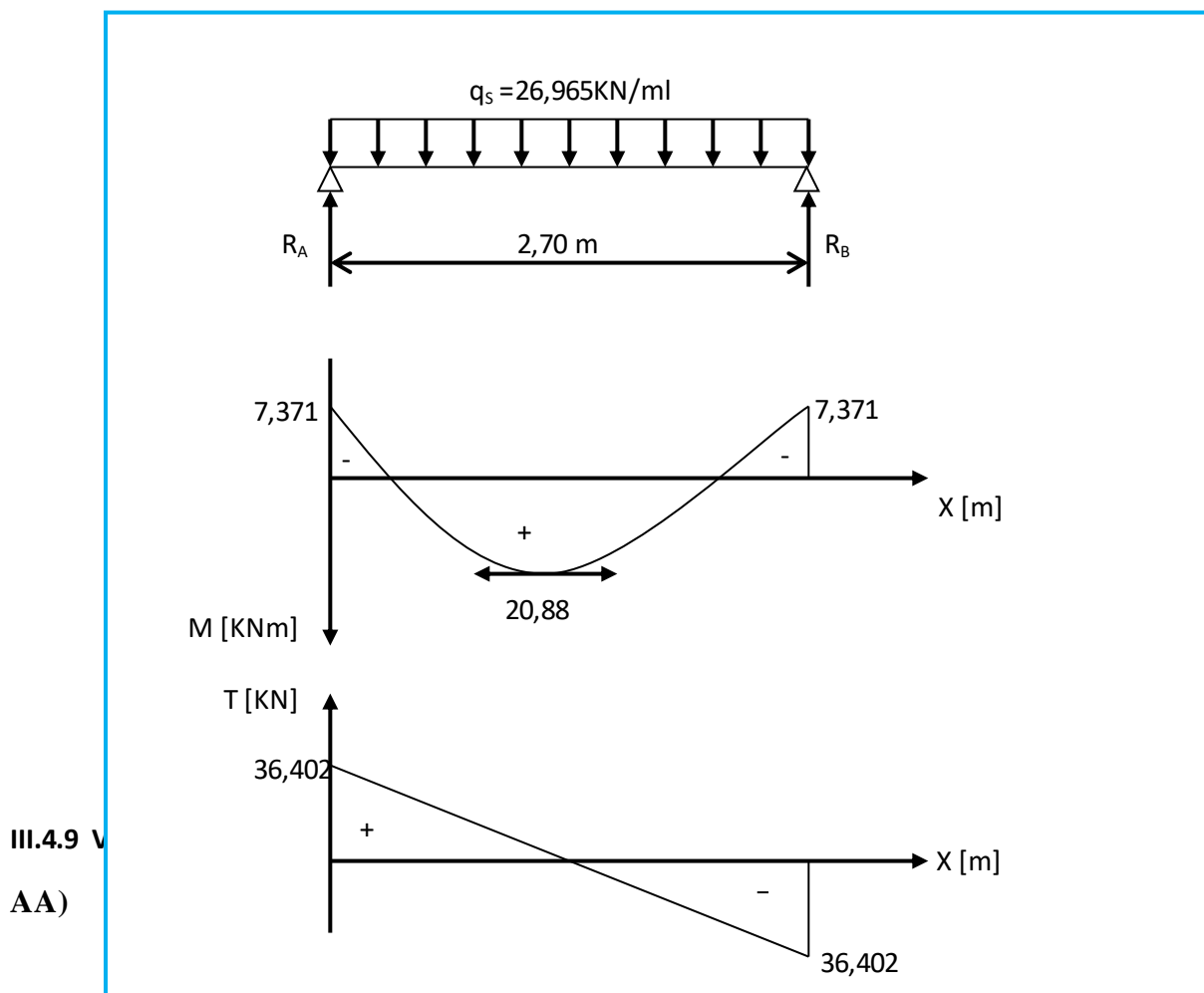


Figure III.4.3: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

Avec:  $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$  ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

❖ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 28} = 0,335$$

$$\rho_1 = 0,335 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,909 \\ K1 = 39,95 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{7,371 \times 10^6}{0,909 \times 280 \times 2,35 \cdot 10^2} = 123,23 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = (1/39,95) \times 123,23 = 3,08 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 3,08 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,894 \\ K1 = 32,17 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{20,88 \times 10^6}{0,894 \times 280 \times 339} = 246,05 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = (1/32,17) \times 246,05 = 7,64 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### B) Vérification de la flèche :

Les règles (**BAEL 91 modifié 99 Art B.6.5.1**), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{❖ } \frac{h}{\ell} = \frac{30}{270} = 0,111 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{❖ } \frac{h}{\ell} = 0,111 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{20,88}{10 \times 24,57} = 0,084 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_t}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiées}$$

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

### c) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est à effectuer.

## III.5 Étude de la poutre de chaînage

### III.5.1 Introduction

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle sert à relier les consoles entre elles. Elle supporte son poids propre ainsi que le poids des cloisons extérieurs

### III.5.2 Dimensionnement de la poutre

- La hauteur de la poutre « h » est donnée par :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$  ; avec :  $L = 400 - 30 = 370$  cm.

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \quad \Rightarrow \quad 24,66 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 30$  [cm]

- La largeur de la poutre « b » :

est donnée par :  $0,4 h \leq b \leq 0,7 h$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad \Rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21$$

On opte pour :  $b = 25$  cm

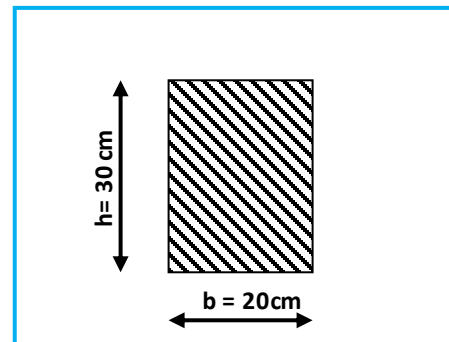


Figure III.5.1 : Les dimensions de la poutre de chaînage.

### ❖ Vérification relative aux exigences du RPA (Art 7.5.1 RPA99/version 2003).

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 30/20 = 1,5 < 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

### III.5.3 Évaluation des charges

#### A) Charges permanentes

- ❖ Le poids du plancher  $\dots\dots\dots 5,38 \times \frac{0,65}{2} = 1,755 \text{ KN/ml.}$
- ❖ Le poids de la poutre  $\dots\dots\dots 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ KN/ml.}$
- ❖ Le poids du mur (double cloison)  $\dots\dots\dots 2,81 \times (3,06 - 0,2) = 8,03 \text{ KN/ml.}$

$$G = 11,28 \text{ KN/ml}$$

#### B) Charge d'exploitation

$$\diamond Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,4875 \text{ KN/ml}$$

### III.5.4 Combinaisons de charge

$$\diamond \text{ A l'ELU : } q_u = 1,35 \times 11,28 + 1,5 \times 0,4875 = 15,95 \text{ KN/ml}$$

$$\diamond \text{ A l'ELS : } q_s = 11,28 + 0,4875 = 11,76 \text{ KN/ml}$$

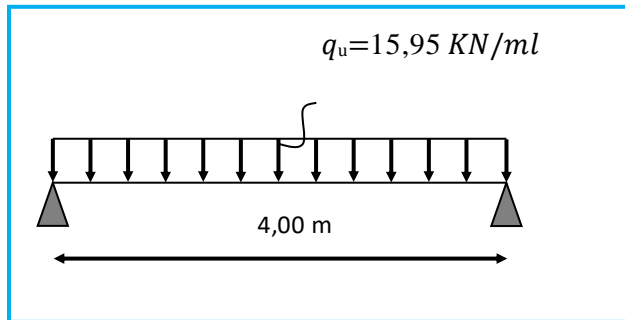


Figure III.5.2: Schéma du chargement à l'ELU  
III.5.5 Calcul des efforts internes

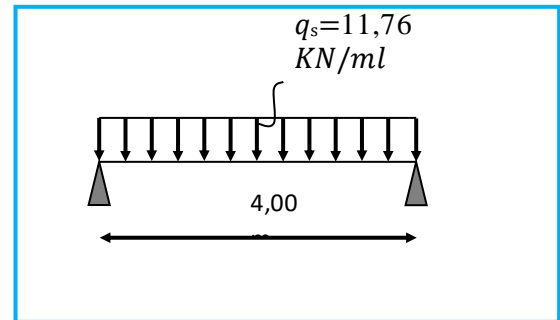


Figure III.5.3: Schéma du chargement à l'ELS

#### A) A l'ELU

❖ Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,95 \times 4,00}{2} = 31,9 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_s = R_A = R_B = 31,9 \text{ KN}$$

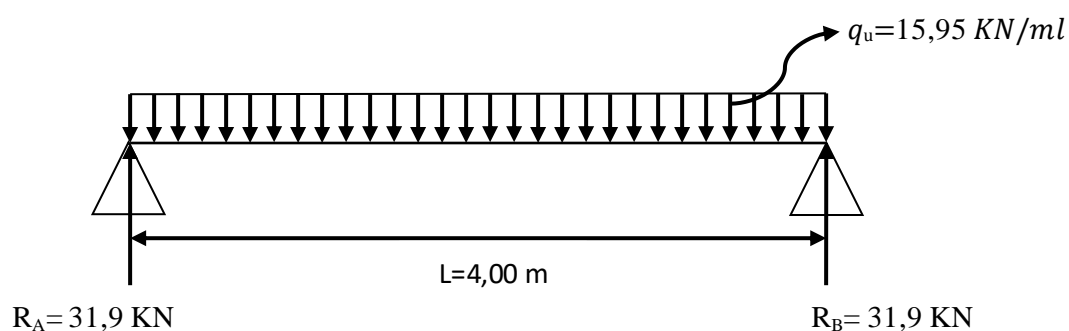
❖ Calcul du moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,95 \times 4,00^2}{8} = 31,9 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

$$\diamond \text{ Moment en travée : } M_{tr} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 31,9 = 27,115 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \text{ Moment aux appuis : } M_{ap} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 31,9 = -9,57 \text{ KN.m}$$



$[M_z]$

### B) A L'ELS

❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11,76 \times 4,00}{2} = 23,52 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant

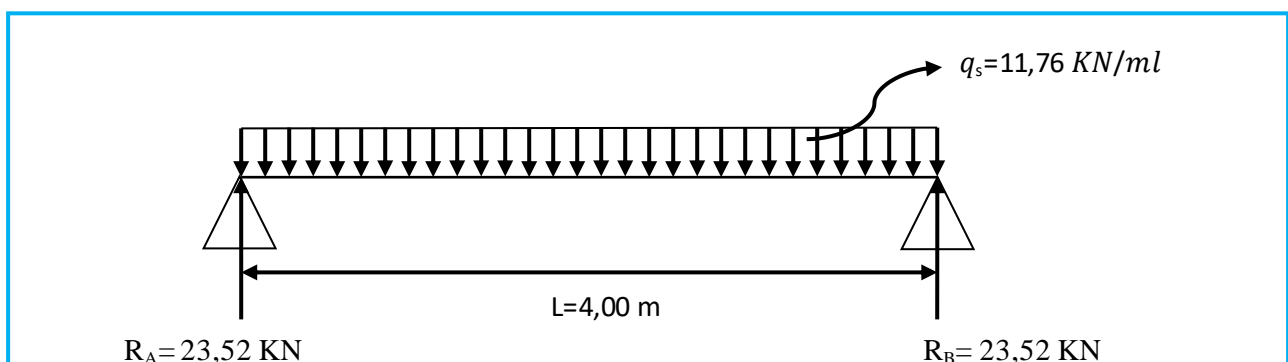
$$T_S = R_A = R_B = 23,52 \text{ KN}$$

❖ Calcul du moment isostatique

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11,76 \times 4,00^2}{8} = 23,52 \text{ KN.m}$$

❖ Moment en travée :  $M_{tr} = 0,85 M_s = 0,85 \times 23,52 = 19,992 \text{ KN.m}$

❖ Moment aux appuis :  $M_{ap} = -0,3 M_s = -0,3 \times 23,52 = -7,056 \text{ KN.m}$



### III.5.6 Ferrailage à L'ELU

#### III.5.6.1 Armatures longitudinales

❖ L'enrobage :  $c = 2 \text{ cm}$

❖ La hauteur utile :  $d = 28 \text{ cm}$

#### ➤ Aux appuis

$$M_{\text{app}} = 9,57 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,57 \times 10^6}{200 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,57 \times 10^3}{0,979 \times 28 \times 348} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$= 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : 2HA12} \Rightarrow A_p = 2,26 \text{ cm}^2$$

#### ➤ En travée

$$M_{\text{trav}} = 27,115 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27,115 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,121$$

$$\mu = 0,121 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0,121 \Rightarrow \beta = 0,935$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27,115 \times 10^3}{0,935 \times 28 \times 348} = 2,98 \text{ cm}^2$$

On prend : 2HA14  $\Rightarrow A_{tr} = 3,08 \text{ cm}^2$

### III.5.6.2 Armatures transversales (BAEL99/ Art A.7.2, 2)

#### ➤ Diamètre

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35}, \frac{200}{10}, 14 \right\} = 11,42 \text{ mm}$$

On opte pour :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  (1 cadre + 1 étrier)

#### ➤ Espacement : ( Art A.5.1, 22 BAEL 91/ modifié 99)

a.

$$S_{t \max} \leq \min \{0,9d, 40\text{cm}\} = \min \{25,2; 40\text{cm}\} = 25,2\text{cm}$$

On opte pour :  $S_{t \max} = 25\text{cm}$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2)

L'espacement doit vérifier :

❖ Aux appuis :

$$st \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi \right) = \min(7,5; 14,4)$$

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

❖ En travée :

$$st \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

### III.5.7 Vérification à l'ELU

#### a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL99/ Art A.4.2, 1)

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,08 \text{ cm}^2, A_a = 2,26 \text{ cm}^2)$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée

#### b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 99/ Art A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{31900}{200 \times 280} = 0,569 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ fissurations peu nuisibles. } = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,569 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

### c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL99 / Art A.5.1,3)

#### ❖ Sur le béton

$$V_u < \bar{V}_u ; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 280 \times 200 = 336 \text{ KN}$$

$$V_u = 31,9 \text{ KN}$$

$$31,9 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ❖ Sur l'acier

$$A_{\min} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u \text{ av} \frac{H}{0,9 \cdot d})$$

$$A_{\min} \geq \frac{1,15}{400} (31,9 \times 10^3 + \frac{9,57 \times 10^6}{0,9 \times 280}) \longrightarrow A_{\min} = 200 \text{ mm}^2$$

On a  $A_{\text{adop}} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Les armatures calculées sont suffisantes.

### d) Calcul de l'ancrage des barres (BAEL 99 / Art A.6.1, 2)

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_{su}} \Phi = 35,27 \Phi$$

$$L_s = 42,324 \text{ cm}$$

Comme  $L_s$  dépasse la longueur de la poutre, les armatures doivent comporter des crochets

#### ❖ La longueur de scellement mesurée hors crochet est

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,324 = 16,94 \text{ cm}$$

$$L_a = 16,94 \text{ cm}$$

### e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL99 Art A.6.1,3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$  somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = n \times \pi \times \Phi$$



$$\sum u_i = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,9 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 75,36} = 1,67 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1,67 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### III.5.8 Vérification à l'ELS

#### a) Vérification des contraintes du béton (BAEL99 /Art A.4.5,2)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

#### ➤ En travée

- $M_s = 19,992 \text{ KN.m}$
- $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$
- $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,08}{20 \times 28} = 0,55$

$$\rho_1 = 0,55 \rightarrow \beta_1 = 0,889 \rightarrow K_1 = 30,04$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{19,992 \times 10^6}{0,889 \times 280 \times 308} = 260,76 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = (1/30,04) \times 260,76 = 8,68 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 8,68 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée

#### ➤ Aux appuis

- $M_s = 7,056 \text{ KN.m}$
- $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$
- $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 28} = 0,403$

$$\rho_1 = 0,403 \rightarrow \beta_1 = 0,902 \rightarrow K_1 = 36,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,056 \times 10^6}{0,902 \times 280 \times 308} = 123,61 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = (1/36,02) \times 123,61 = 3,43 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 3,43 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée

**b) État limite d'ouverture des fissurations (BAEL99/ Art B.6.3)**

La fissuration est considérée comme nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

**c) État limite de déformation (BAEL99 /Art B.6.5,2)**

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{370} = 0,081 > 0,0625 \quad - \text{OK}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,081 > 0,080 \quad - \text{OK}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{3,08}{20 \times 28} = 0,0055 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad - \text{OK}$$

Les conditions sont vérifiées, d'où le calcul de la flèche est inutile.

**III.6 Étude de la charpente****III.6.1 Introduction**

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, laquelle supporte une couverture en tuiles mécaniques, elle représente plusieurs versants inclinés de 28°.

Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéresserons à déterminer les efforts revenant aux différentes sollicitations en se référant aux règles du **CB71**

**III.6.2 Détermination des charges et surcharges****III.6.2.1 Charges permanentes**

**Tableau III.6.9 Charges permanentes de la toiture**

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couverture en tuile mécanique (litage compris)	/	/	0,40
2	Pannes+chevrons+fixation	/	/	0,1
3	Murs Pignons	/	/	0,90
<b>G totale</b>				<b>1,40</b>

**III.6.2.2 Charges d'exploitations**

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

### III.6.3 Combinaisons des charges

- **ELU :**  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 3,39 \text{ KN/m}^2$
- **ELS :**  $q_s = G + Q = 1,4 + 1 = 2,4 \text{ KN/m}^2$

### III.6.4 Choix des sections

- ❖ Pannes :  $(16 \times 25) \text{ cm}^2$
- ❖ Chevrons :  $(7 \times 10) \text{ cm}^2$
- ❖ Liteaux :  $(3 \times 4) \text{ cm}^2$

### III.6.5 Calcul des poids

1. Poids de la panne :  $P_p = (0,16 \times 0,25) \times 6 = 0,24 \text{ KN/ml}$
2. Poids des chevrons :  $P_c = (0,07 \times 0,1) \times 6 = 0,042 \text{ KN/ml}$
3. Poids des liteaux :  $P_l = (0,03 \times 0,04) \times 6 = 0,0072 \text{ KN/ml}$

Avec :  $\rho_b = 6 \text{ KN/m}^3$  (D.T.R.B.C.2.2)

### III.6.6 Détermination des efforts revenant aux différents éléments

#### III.6.6.1 Effort revenant aux pannes

- ❖ Espacement des pannes :  $1,5 \text{ m}$
- ❖ Portée des pannes :  $4 \text{ m}$

Avec  $q_p = 3,39 \times 1,5 = 5,04 \text{ KN/ml}$

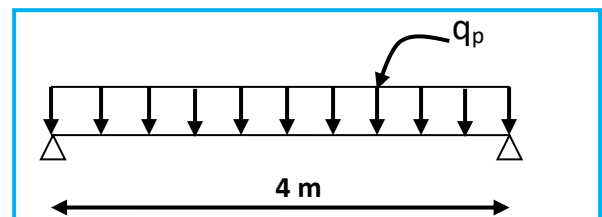


Figure III.6.1: Schéma du chargement de la panne.

#### III.6.6.2 Effort revenant aux chevrons

- ❖ Espacement des chevrons :  $0,5 \text{ m}$
- ❖ Portée des chevrons :  $1,50 \text{ m}$

Avec  $q_c = 3,39 \times 0,5 = 1,495 \text{ KN/ml}$

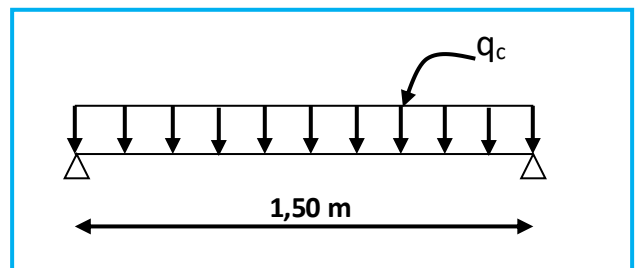


Figure III.6.2 : Schéma du chargement de la panne.

#### III.6.6.3 Efforts revenant aux liteaux

❖ Espacement des liteaux : 0,32 m.

❖ Portée des liteaux : 0.5 m.

Avec  $q_l = 3,39 \times 0,32 = 1,0848 \text{ KN/ml}$

### III.6.7 Dimensionnement des éléments de la charpente

Nous allons utiliser le bois de sapin de catégorie I et d' après les règles CB71. Pour le cas de la flexion déviées, La contrainte admissible forfaitaire est :  $\sigma_f = 142 \text{ da/cm}^2$ .

#### III.6.7.1 Dimensionnement des pannes

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge  $q_p$ .

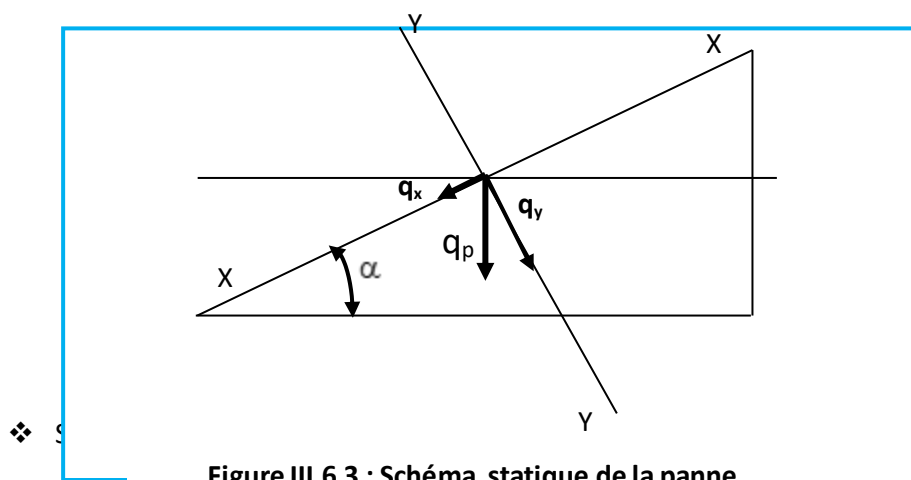


Figure III.6.3 : Schéma statique de la panne

❖ S

❖ Suivar

#### a) Moment de flexion

$$\begin{cases} M_{fx} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{2,36 \times 4^2}{8} = 4,72 \text{ KN.m} \\ M_{fy} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{4,45 \times 4^2}{8} = 8,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### b) Module de résistance

$$\begin{cases} \frac{I_x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{16 \times 25^2}{6} = 1666,66 \text{ cm}^3 \\ \frac{I_y}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{16^2 \times 25}{6} = 1066,66 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

#### c) La contrainte

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \frac{4,72 \times 10^4}{1666,66} + \frac{8,9 \times 10^4}{1066,66} = 111,75 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma \leq \overline{\sigma}_f \Rightarrow \text{La section adoptée est acceptable}$$

#### d) Vérification de la flèche

$$\overline{f} = \frac{L}{300} \quad \text{Avec L : Portée de la panne (Article 4.962 CB 71).}$$

$$\overline{f} = \frac{400}{300} = 1,33 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_s \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} \quad \text{Avec : } E_F : 11000 \sqrt{\sigma_f} = 116283,05 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 111,75 \times 400^2}{48 \times 116283,05 \times \frac{25}{2}} = 1,28 \text{ cm} < \overline{f} = 1,33 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible donc la section choisie est acceptable

#### III.6.7.2 Dimensionnement des chevrons

$$\diamond \text{ Aux appuis : } M_a = \frac{4}{5} M_0$$

$$\diamond \text{ En travée : } M_t = \frac{2}{3} M_0$$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{q_c L_c^2}{8} \quad \text{avec : } L_c = 1,5 \text{ m}$$

#### a) La contrainte

$$\sigma = \frac{M_f}{I/V} < 142 \text{ daN/cm}^2$$

#### b) Le moment de flexion

$$M_0 = \frac{1,495 \times 1,5^2}{8} = 0,420 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = \frac{4}{5} \times (0,420) = 0,336 \text{ KN.m} \\ M_t = \frac{2}{3} \times (0,420) = 0,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### c) Module de résistance

$$\frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{7 \times 10^2}{6} = 116,66 \text{ cm}^3$$

### d) Les contraintes

$$\text{❖ Aux appuis : } \sigma_a = \frac{M_{fa}}{I/V} = \frac{0,336 \times 10^4}{116,66} = 28,80 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{❖ En travée : } \sigma_t = \frac{M_{ft}}{I/V} = \frac{0,28 \times 10^4}{116,66} = 24 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = (\sigma_a; \sigma_t) = (28,80; 24) \prec \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2$$

Donc la section adoptée est acceptable

### e) Vérification de la flèche

La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevrons, linteaux) est :

$$\overline{f} = \frac{L}{300} \quad (\text{CB 71})$$

Avec L : Portée du chevron

$$\overline{f} = \frac{150}{300} = 0,50 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est :  $f = \frac{5 \cdot \sigma \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}}$

$$\text{❖ Aux appuis : } f = \frac{5 \cdot \sigma_a \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 28,80 \times 150^2}{48 \times 59032,19 \times \frac{10}{2}} = 0,22 \text{ cm} \prec \overline{f}$$

$$\text{❖ En travée : } f = \frac{5 \cdot \sigma_t \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 24 \times 150^2}{48 \times 53888,774 \times \frac{10}{2}} = 0,20 \text{ cm} \prec \overline{f}$$

Donc la section choisie est acceptable

### III.6.7.3 Dimensionnement des linteaux

Le dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne

Suivant l'axe(x-x) :  $q_x = q_l \times \sin \alpha = 1,0848 \times \sin (28) = 0,509 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe(y-y) :  $q_y = q_l \times \cos \alpha = 1,0848 \times \cos (28) = 0,957 \text{ KN/ml}$

#### a) Moment de flexion

$$\begin{cases} M_{fx} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{0,509 \times 0,5^2}{8} = 0,0159 \text{ KN.m} \\ M_{fy} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,957 \times 0,5^2}{8} = 0,0299 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### b) Module de résistance

$$\begin{cases} \frac{I_x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3 \\ \frac{I_y}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{3^2 \times 4}{6} = 6 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

#### c) La contrainte

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \frac{1,59 \times 10^2}{8} + \frac{2,99 \times 10^2}{6} = 69,7 \text{ daN/cm}^2 \quad \langle \quad \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma \leq \overline{\sigma}_f \Rightarrow \text{La section adoptée est acceptable}$$

#### d) Vérification de la flèche

$$\overline{f} = \frac{L}{300} \quad \text{Avec } L : \text{Portée du liteau (Article 4.962 CB 71).}$$

$$\overline{f} = \frac{100}{300} = 0,33 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_s \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} \quad \text{Avec : } E_F : 11000 \sqrt{\overline{\sigma}_f} = 91835,17 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 69,7 \times 50^2}{48 \times 91835,17 \times \frac{4}{2}} = 0,098 \text{ cm} \quad \langle \quad \overline{f} = 0,33 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible donc la section choisie est acceptable





# Chapitre IV

## IV.1. Définition d'un logiciel de calcul

Un Logiciel de calcul est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecture.

## IV.2. Description de logiciel ETABS ( Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

**ETABS** a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « **Computers And Structures Inc.** » à Berkeley (état de la Californie). Sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations. La version considérée dans notre mémoire est désignée par ETABS Non Linear 9.7.0.



Figure IV.26 Version du logiciel ETABS utilisée

### IV.2.1. Quelques définitions

- ❖ Grid line : ligne de grille
- ❖ Joints : nœuds
- ❖ Frame : portique (cadre)
- ❖ Shell : voile

- ❖ Element : élément
- ❖ Restrained : points d'application de la charge
- ❖ Loads : charges
- ❖ Uniformed loads : charges uniformes
- ❖ Define : définir
- ❖ Material : matériaux
- ❖ Concrete : béton
- ❖ Steel : acier
- ❖ Frame section : coffrage
- ❖ Column : poteau
- ❖ Beam : poutre
- ❖ File : fichier
- ❖ Copy : copier
- ❖ Move : déplacer
- ❖ Save : enregistrer
- ❖ Save as : enregistrer sous
- ❖ Add : ajouter
- ❖ Delete : supprimer
- ❖ Story : étage
- ❖ Height : hauteur

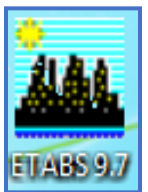
### **IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS**

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.7.0

#### **IV.3.1. Première étape**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On clique sur l'icône de L'ETABS



#### **BB) Choix des unités**

Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.

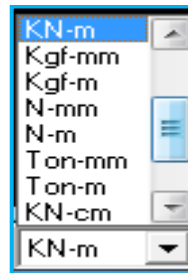


Figure IV.2 Choix des unités

### CC) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

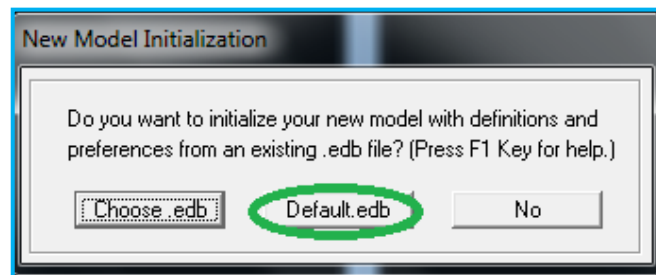


Figure IV.3 Démarrer un nouveau model

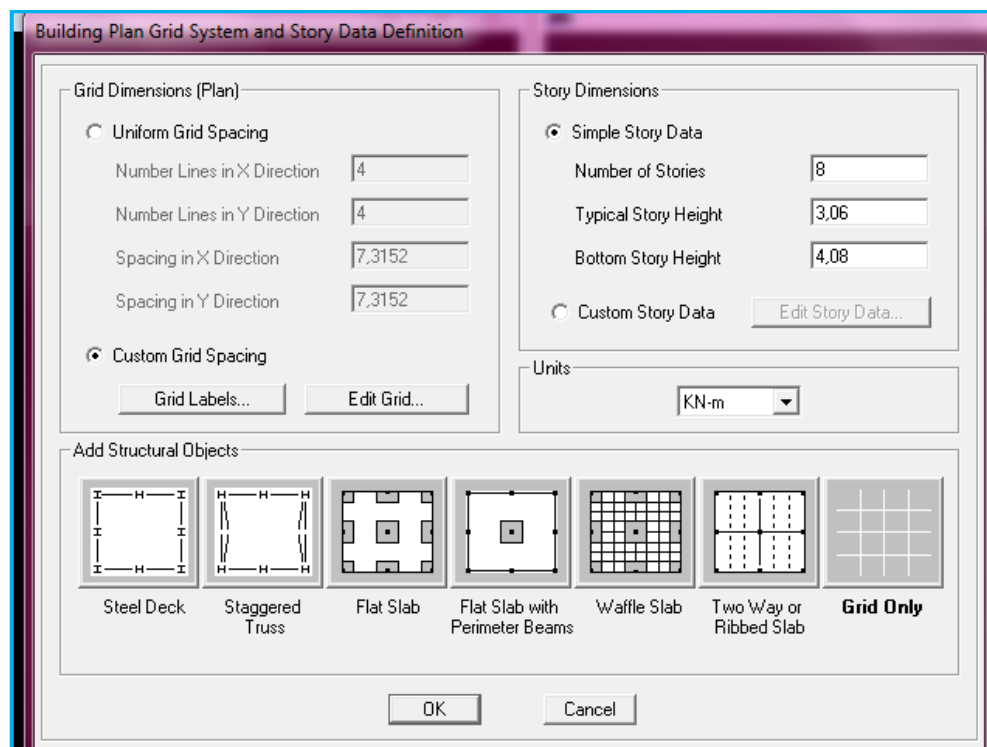


Figure IV.27 La géométrie de base

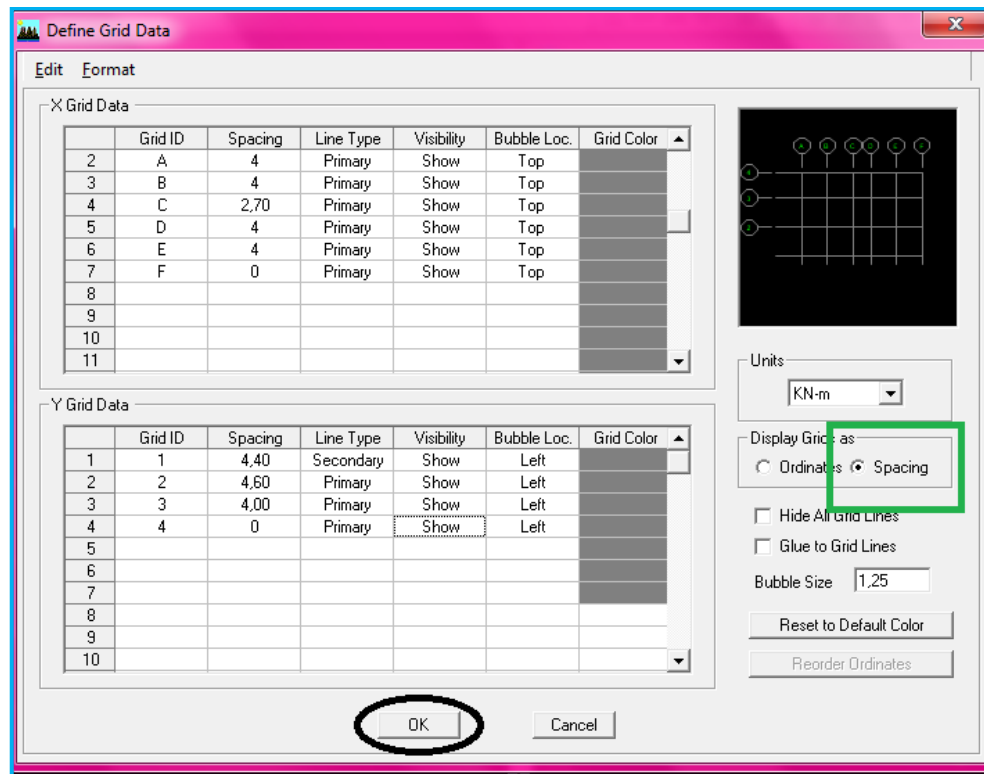


Figure IV.28 Les lignes de construction

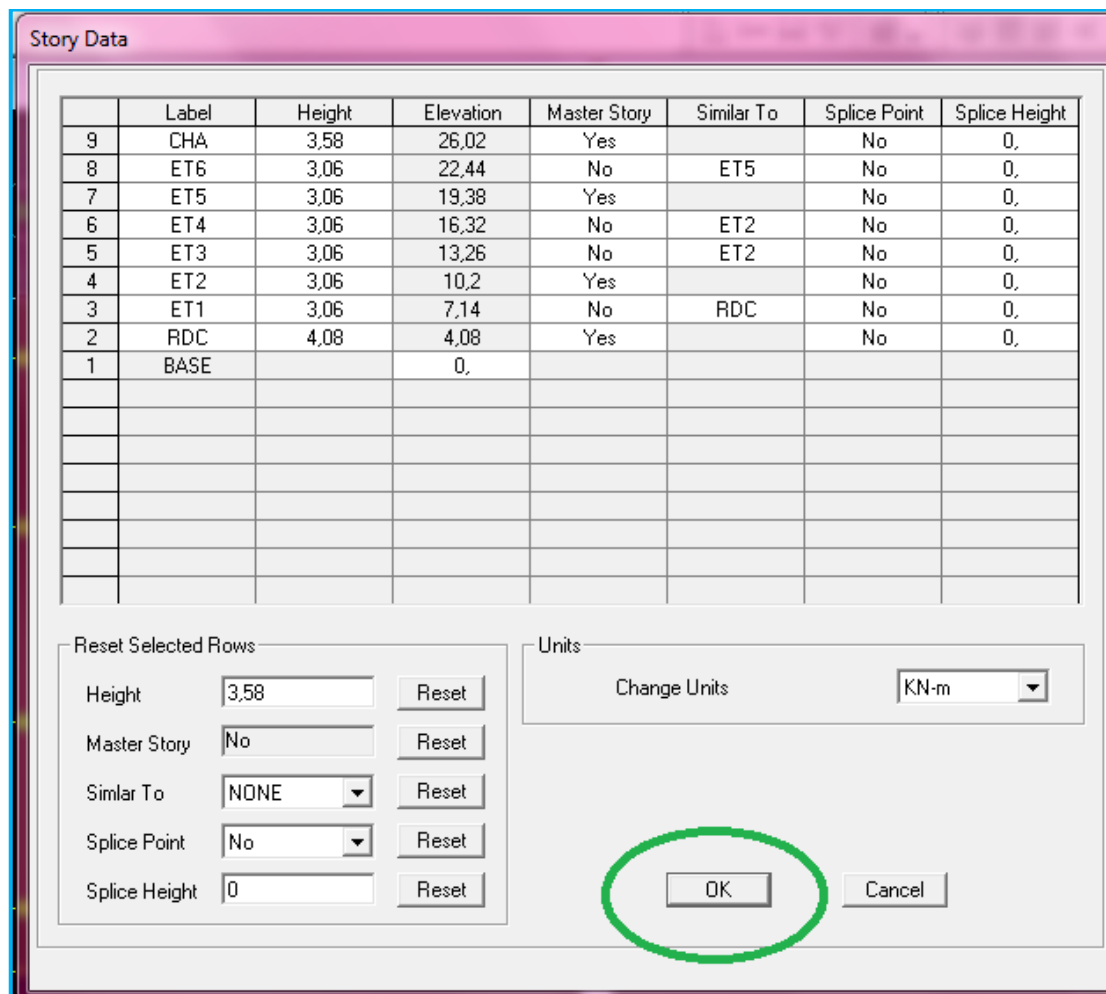


Figure IV.29 Définition des étages

Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **Grid Only**

## DD) Propriétés mécaniques du matériau utilise



define → materials properties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la structure (béton « B25 ») :

The dialog box 'Material Property Data' is shown for material 'B25'. It contains the following fields and options:

- Material Name:** B25
- Display Color:** A color selection box showing a light blue color.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu showing 'Concrete'.
- Analysis Property Data:**
  - Mass per unit Volume: 2.5
  - Weight per unit Volume: 25.
  - Modulus of Elasticity: 32164200.
  - Poisson's Ratio: 0.2
  - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
  - Shear Modulus: 13401750.
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
  - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000.
  - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000.
  - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000.
  - ☐ Lightweight Concrete
  - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel'. The 'OK' button is circled in green.

Figure IV.30 Définition des matériaux

The 'Define Materials' dialog box is shown. It contains the following elements:

- Materials List:** A list box containing 'AUTRE', 'B25' (highlighted in blue), 'OTHER', and 'STEEL'.
- Click to:** Three buttons: 'Add New Material...', 'Modify/Show Material...', and 'Delete Material'.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel'. The 'OK' button is circled in green.

Figure IV.31 Les matériaux béton et bardage

### ➤ Modification de géométrie de base

Pour modifier les longueurs des trames on clique sur le bouton droit et on choisie **Edit grid data.**

## EE) Vérification des dimensions

Sur la barre des taches supérieure...set building view option...visible in view ... Dimension lines.

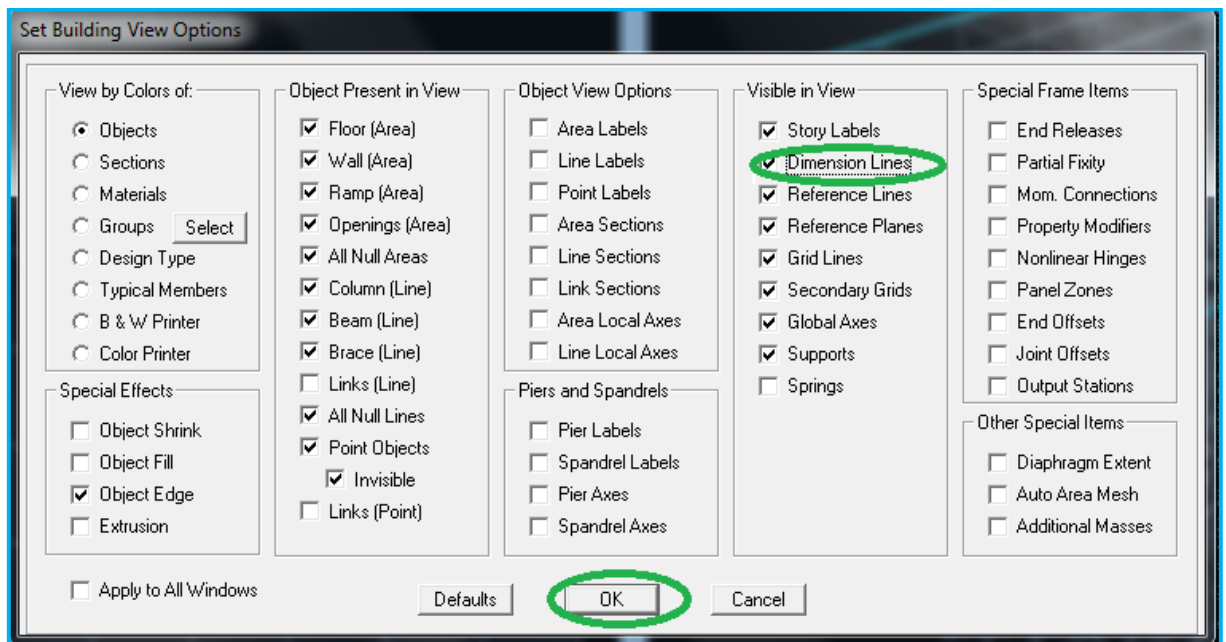


Figure IV.32 Vérification des dimensions

### IV.3.2. Deuxième étape

## FF) Définition des caractéristiques géométriques des éléments

On va spécifier ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleins et les voiles), qui sont en béton armé « conc » :

### ➤ Pour les poutres et les poteaux

Define —→ frame sections ou 

→ Icône properties → on sélection tout → delete property

Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

NB :

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :

Pour les poteaux → **Column** et pour les poutres → **Beam**

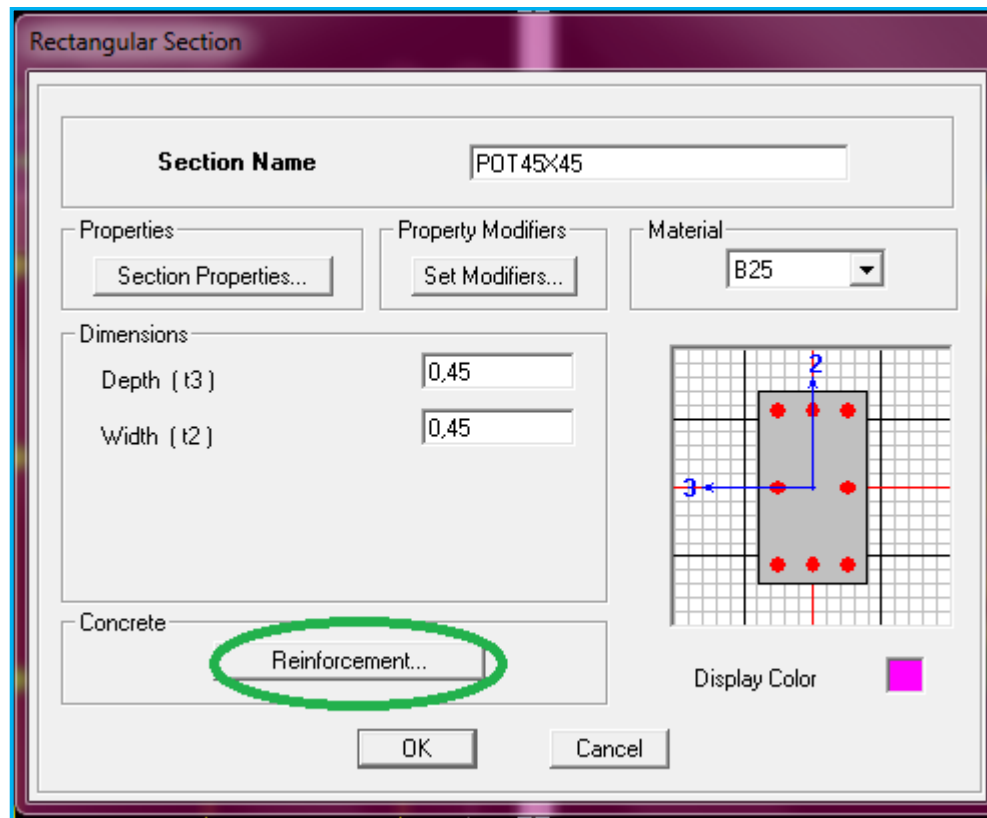


Figure IV.33 Définition des éléments lignes

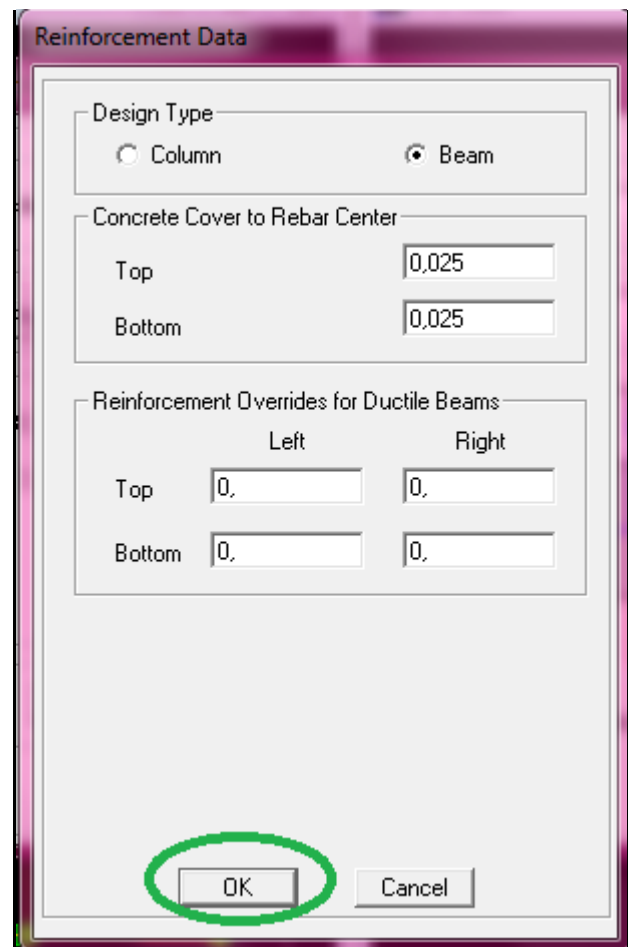
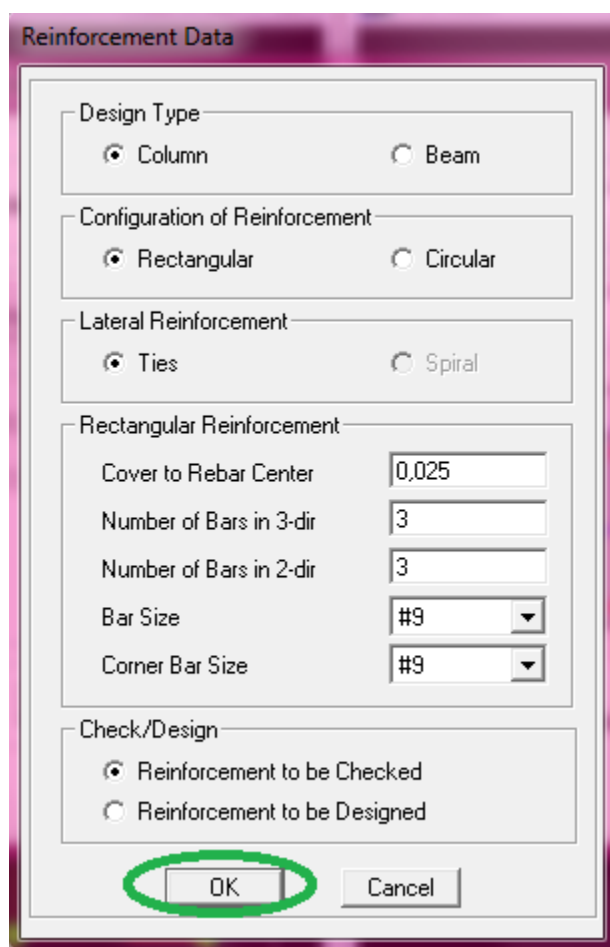


Figure IV.34 Spécification de l'enrobage



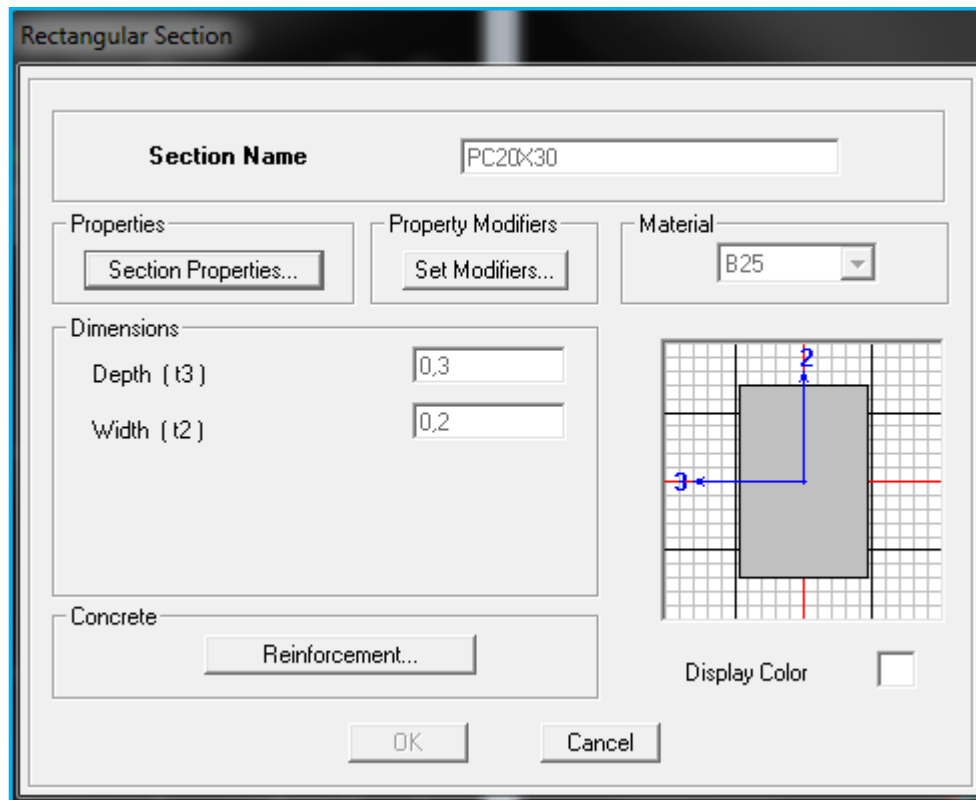


Figure IV.35 Définition des poutres de chaînage

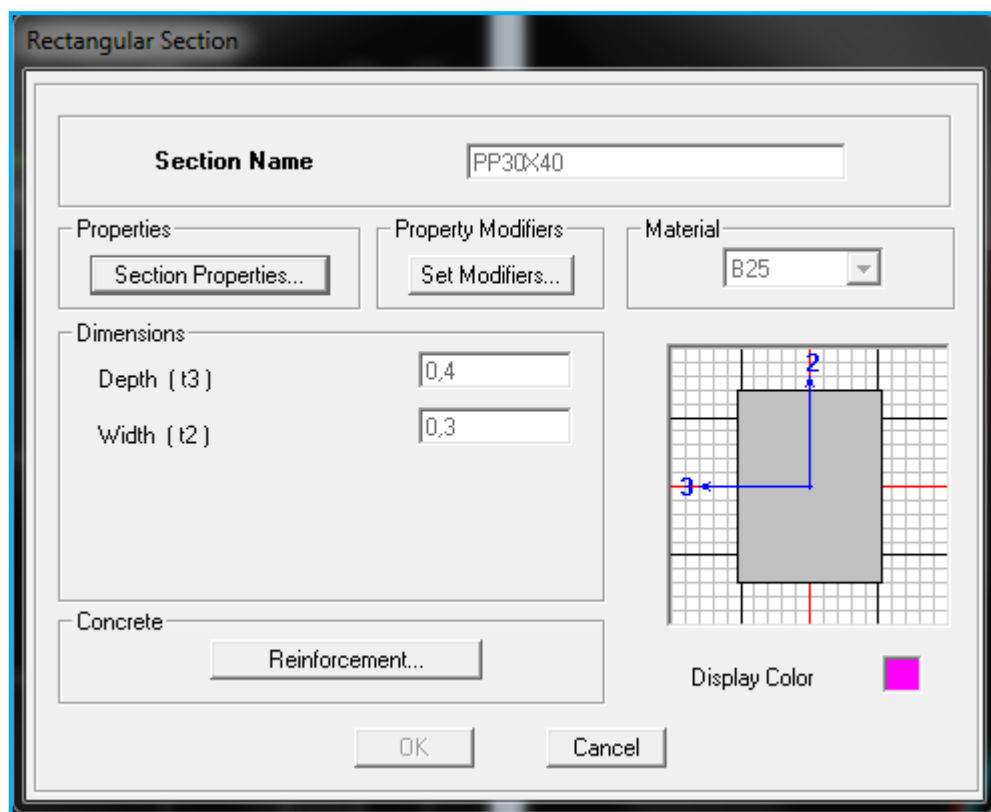


Figure IV.36 Définition des poutres principales

➤ Pour les voiles et les dalles pleines

Define → wall/slab/deck sections, ou (  )

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

**Elément shells** : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

**Elément membran** : il est utilisé pour les éléments minces.

**Elément plate** : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

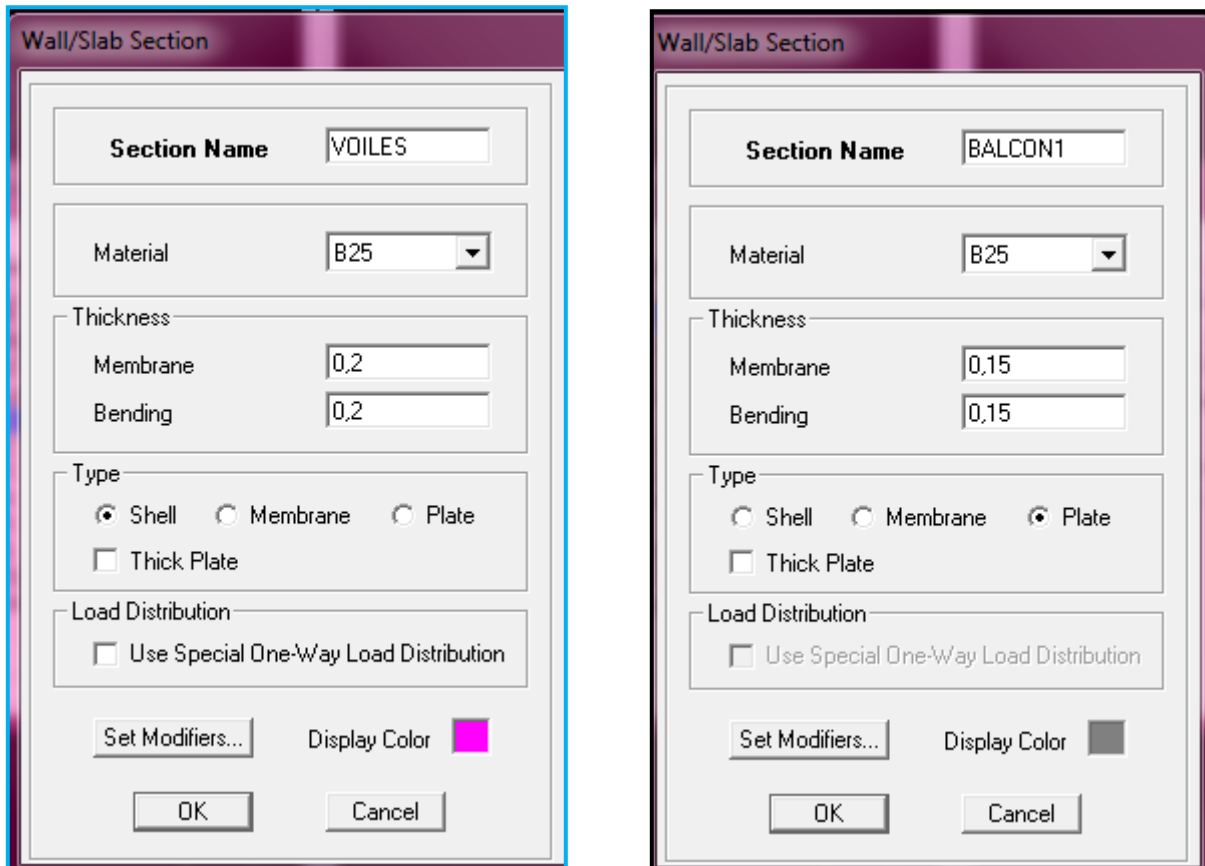


Figure IV.37 Définition des éléments surfaciques

- ❖ Define □wall/slab/deck section□Add new Wall pour le dimensionnement du voile
- ❖ Define□wall/slab/deck section□Add new deck pour le dimensionnement du plancher

### IV.3.3. Troisième étape

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

#### GG) Appuis

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastres, ou comme encastres avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ceci sur ETABS , on sélectionner les nœuds à la base.

Assing  joint/point  restraints.

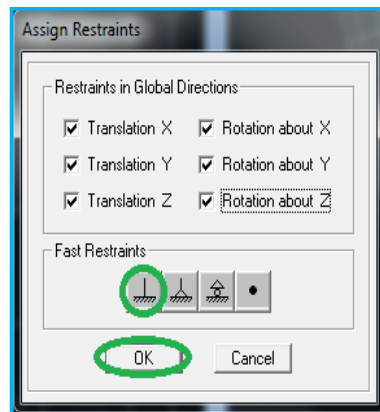


Figure IV.38 Définition des appuis

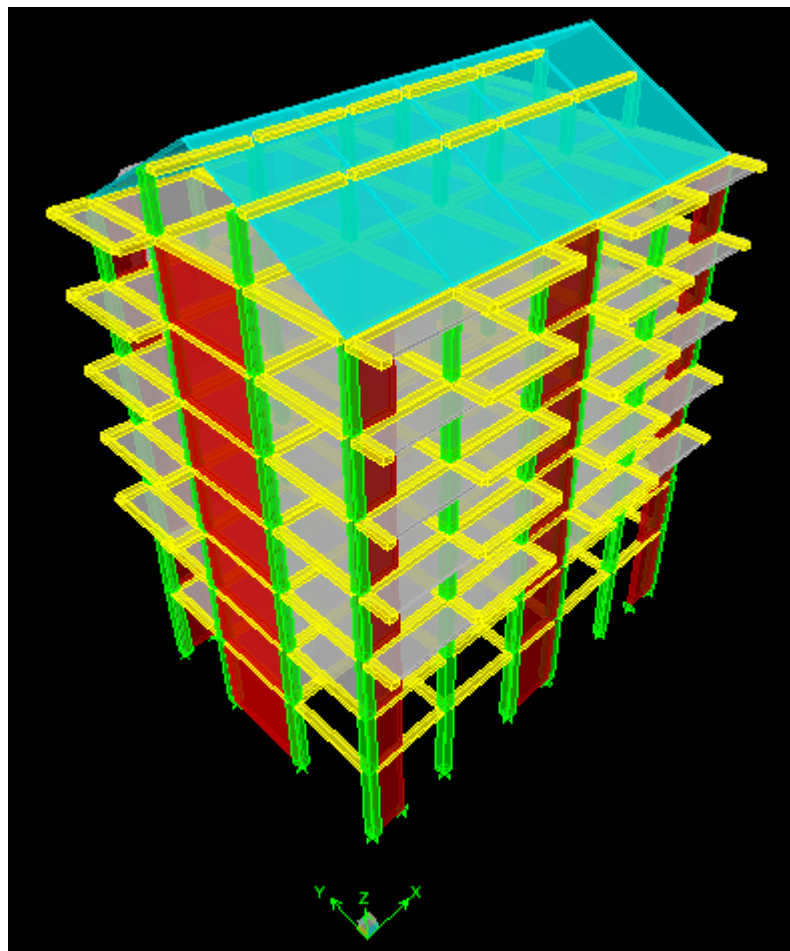


Figure IV.39 Vue en 3 D de la structure

#### HH) Définition de l'action sismique

Define      masse source      →

Cela nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

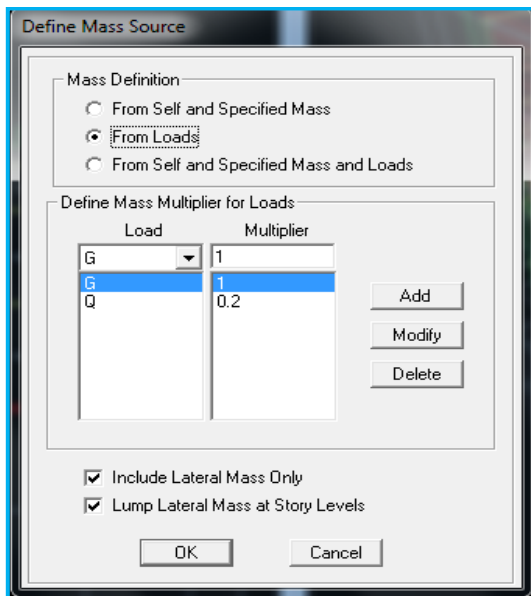



Figure IV.40 Définition de la masse sismique

## II) Les diaphragmes

Les planchers sont supposés infiniment rigide, pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assigning  $\longrightarrow$  joint/point  $\longrightarrow$  diaphragm. 

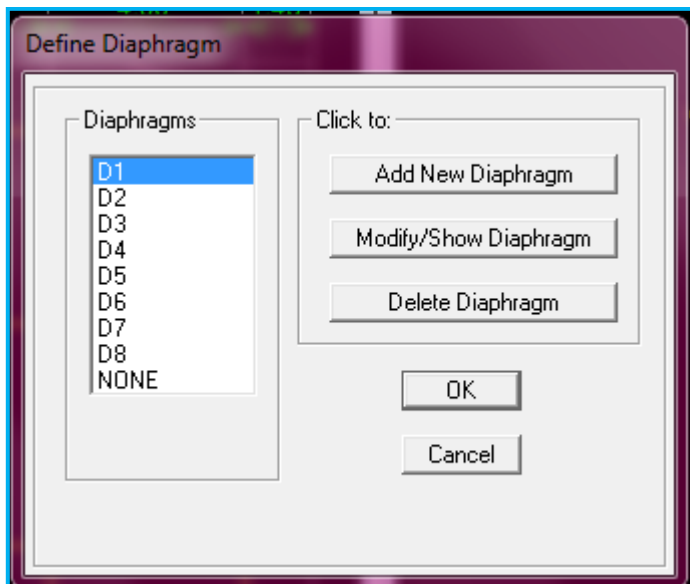


Figure IV.41 Définition des diaphragmes

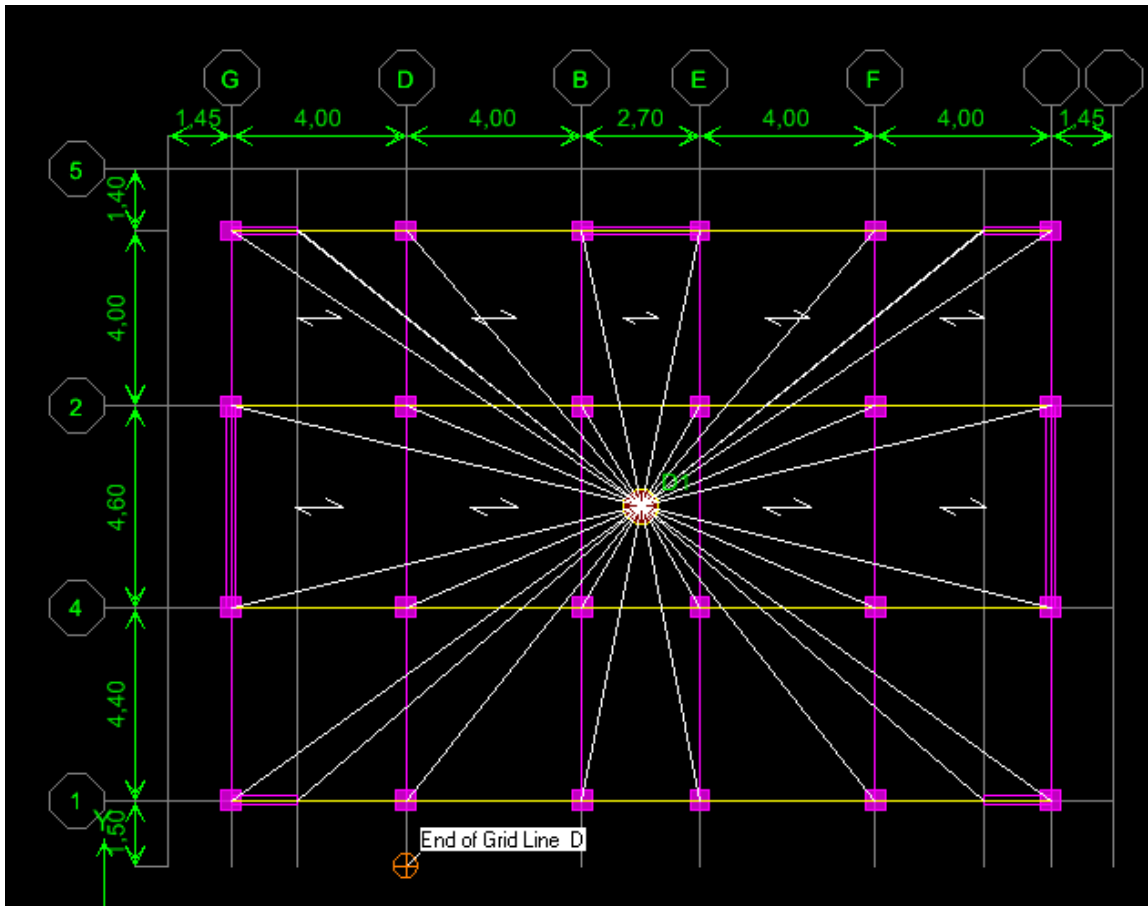


Figure IV.42 Vue en plan après l'assignement des diaphragmes

#### IV.3.4. Quatrième étape

Dans cette étape on va introduire les charges des différents éléments de la structure.

#### JJ) Définitions des charges

**Define** → static cases



Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types. On distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW) et autre.

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.

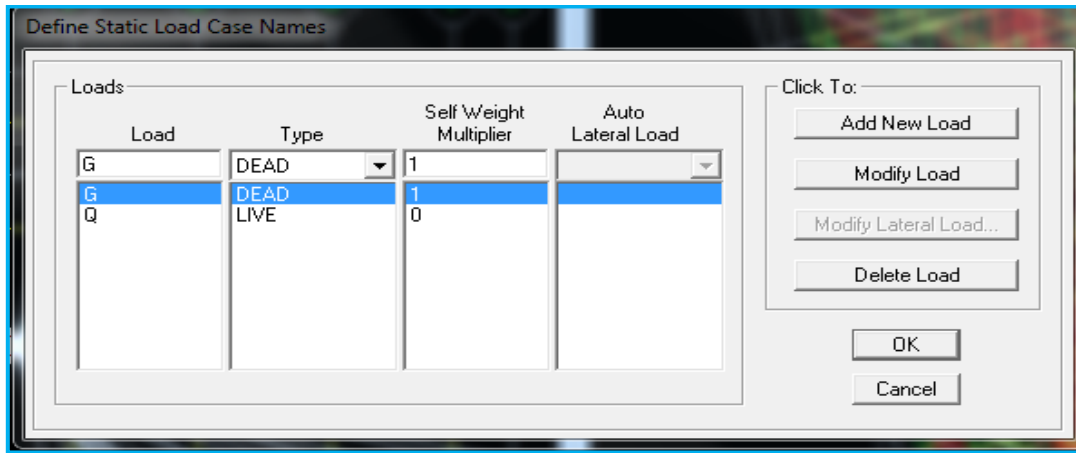


Figure IV.43 Définition des cas de charges

## KK) Introduction des charges

### ❖ Pour les dalles pleines

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par  $m^2$  selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines. Et pour les introduire :

- on sélectionne nos dalles.

Assing → **shell/area Loads** → **Uniform.**

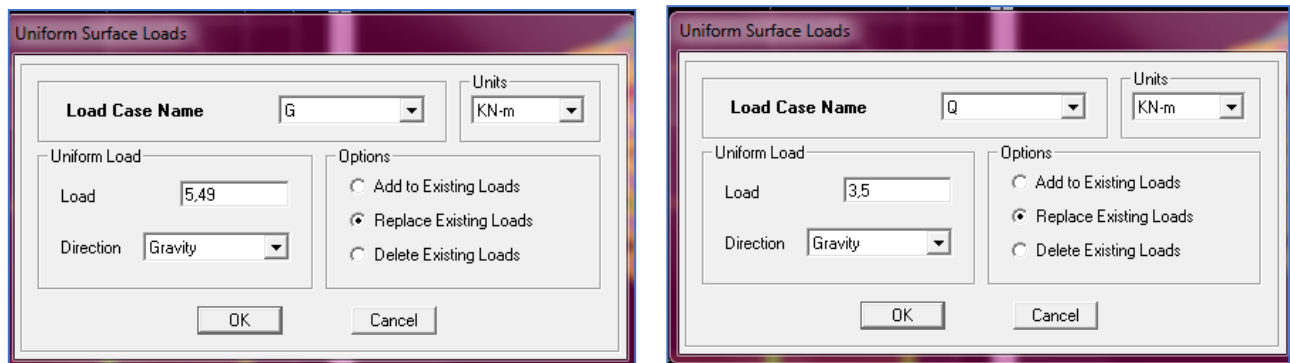


Figure IV.44 Introduction des charges pour les dalles pleines

### ➤ Pour les planchers

### 1. Plancher étage courant

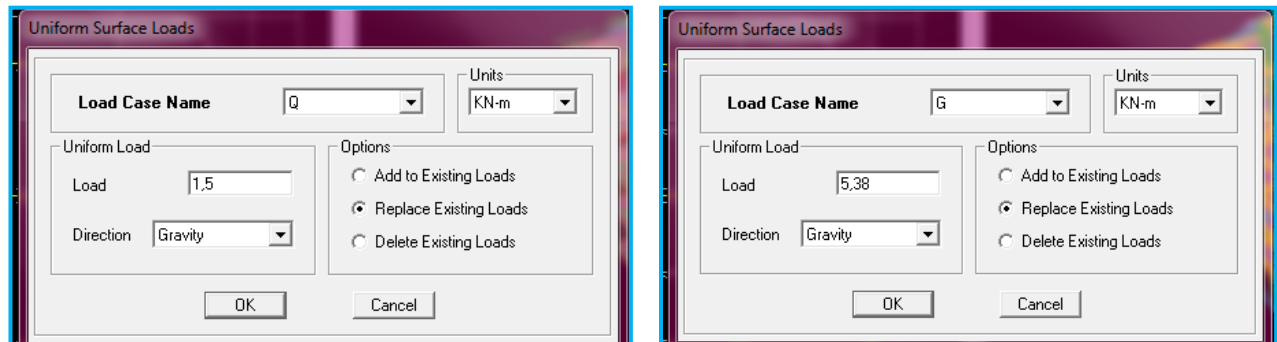


Figure IV.45 Introduction des charges pour les planchers des étages courants

### 2. Plancher étage de service

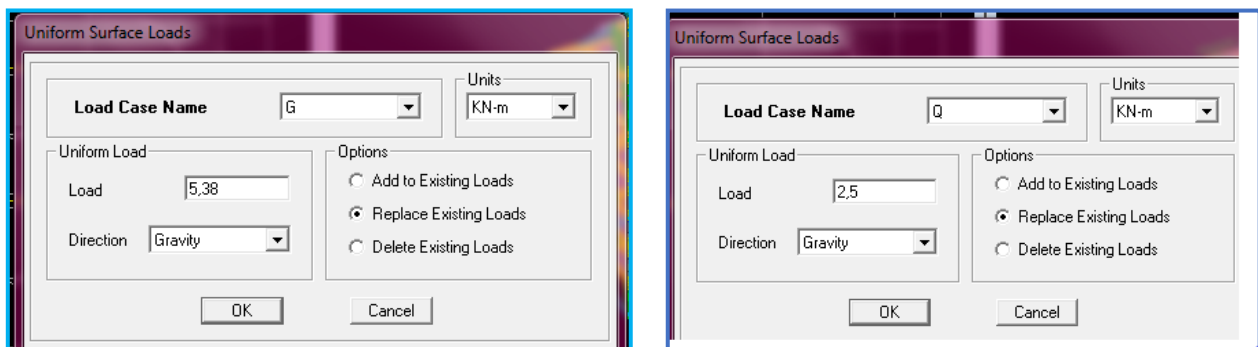


Figure IV.46 Introduction des charges \_ plancher étage de service

### 2. Plancher RDC

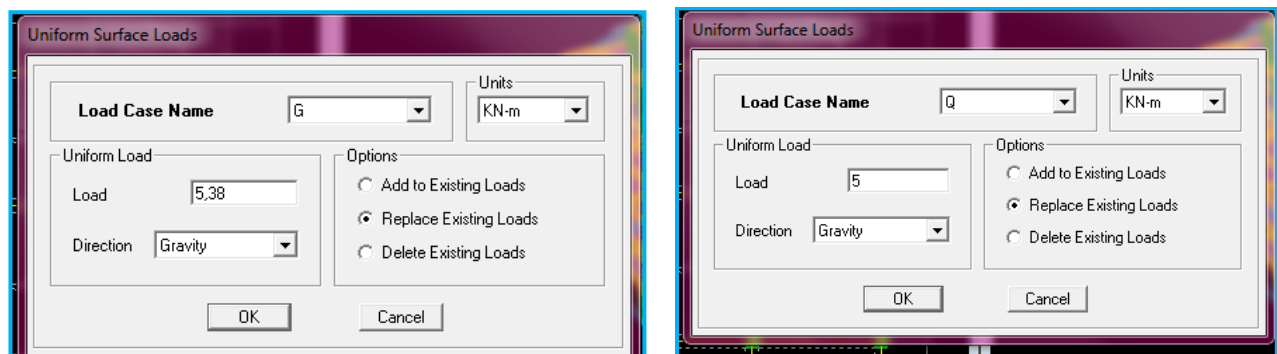


Figure IV.47 Introduction des charges \_ plancher RDC

### 3. Poutre palière

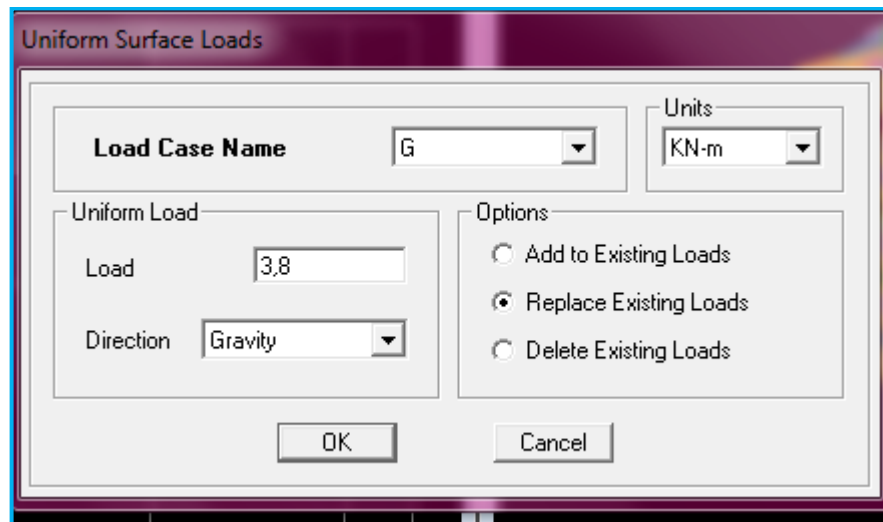


Figure IV.48 Introduction des charges pour la poutre palière

#### 4. Pour la toiture

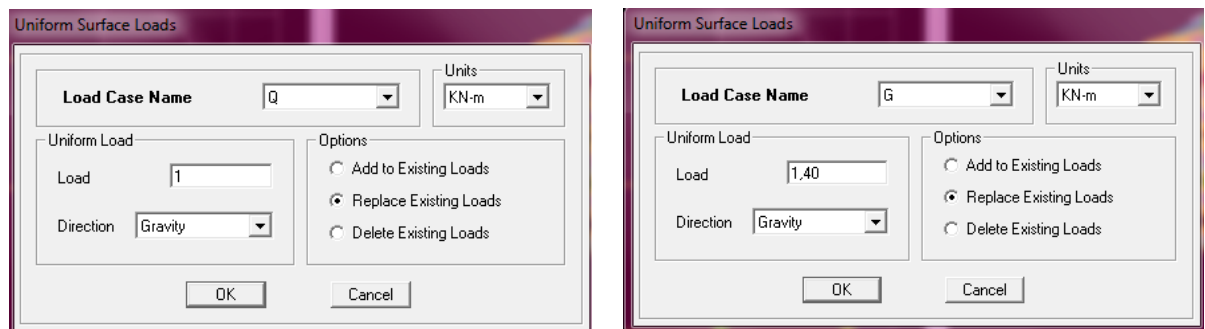


Figure IV.49 Introduction des charges pour la toiture

#### LL) La charge sismique

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitre I)

On définit le spectre comme suite :



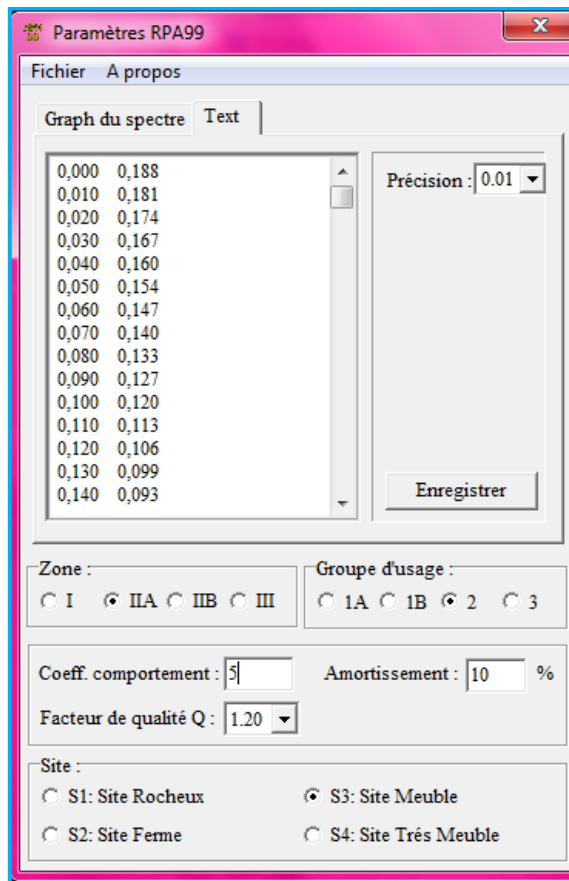
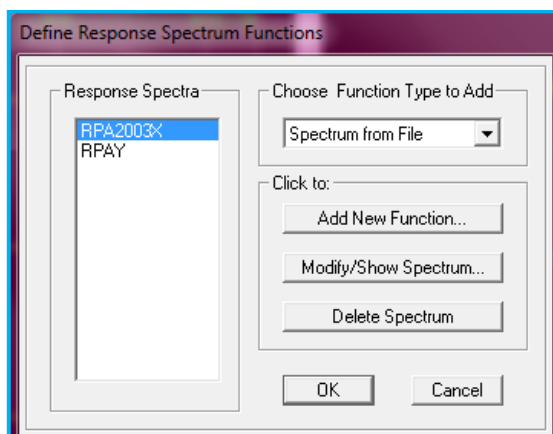


Figure IV.50 Définition du spectre du calcul

## MM) L'introduction du spectre

Define → Response spectrum fonctions.



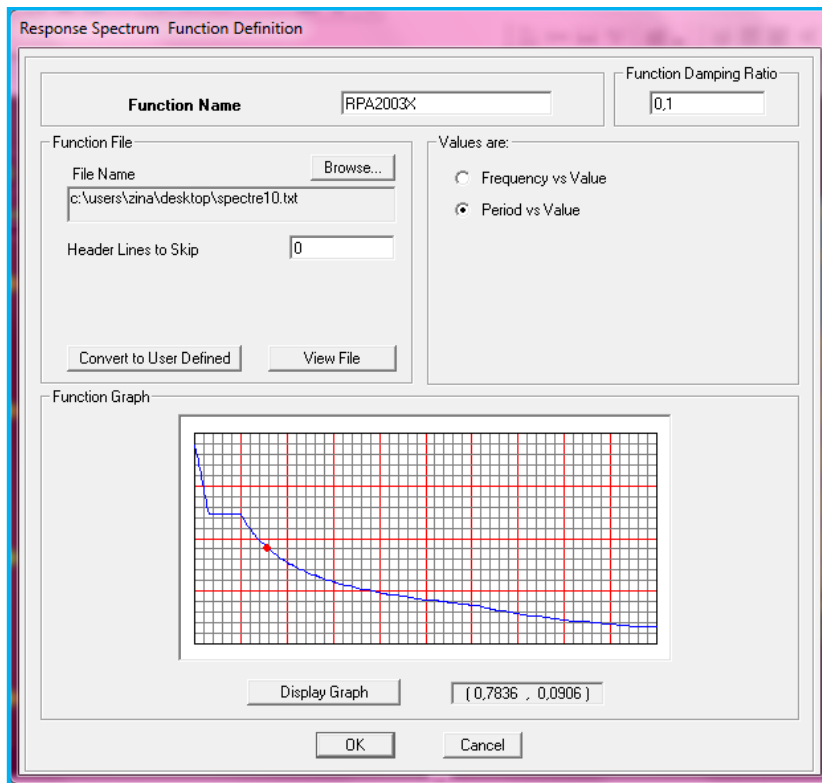


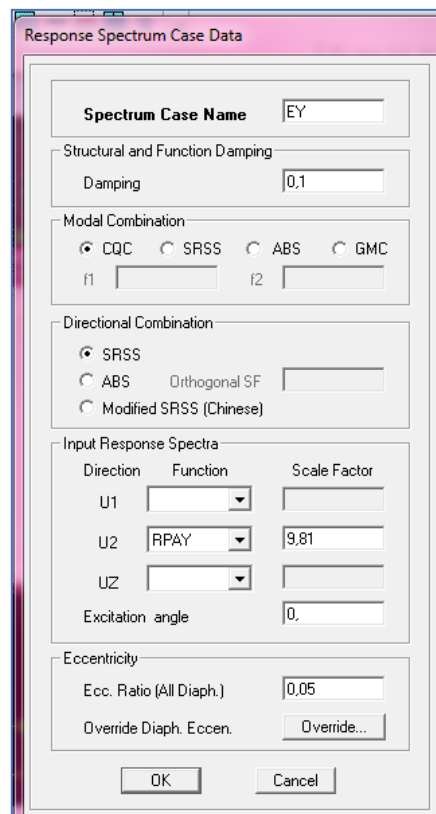
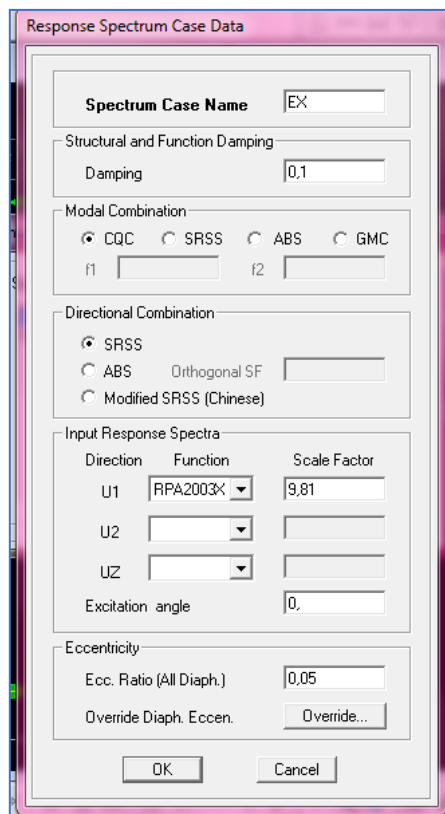
Figure IV.51 Introduction du spectre dans ETABS

## NN) Charge sismique

### Define —→ Response spectrum cases



Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Il est basé sur la méthode de superposition modale.



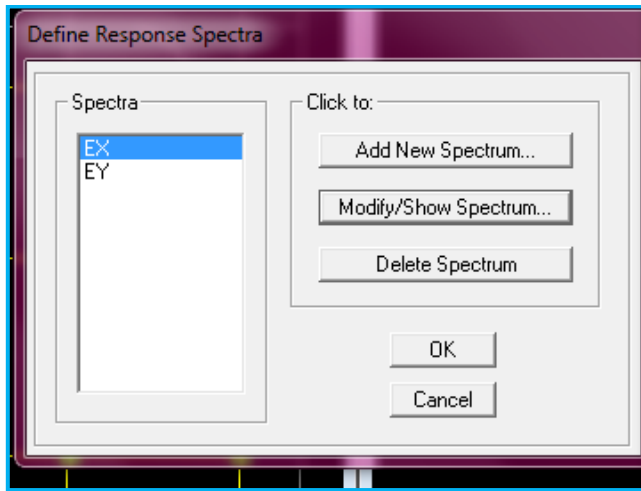


Figure IV.52 Définition de la réponse sismique dans les deux directions

### IV.3.5. Cinquième étape

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

**Define** → **load combinations**



On introduit les combinaisons de charges :

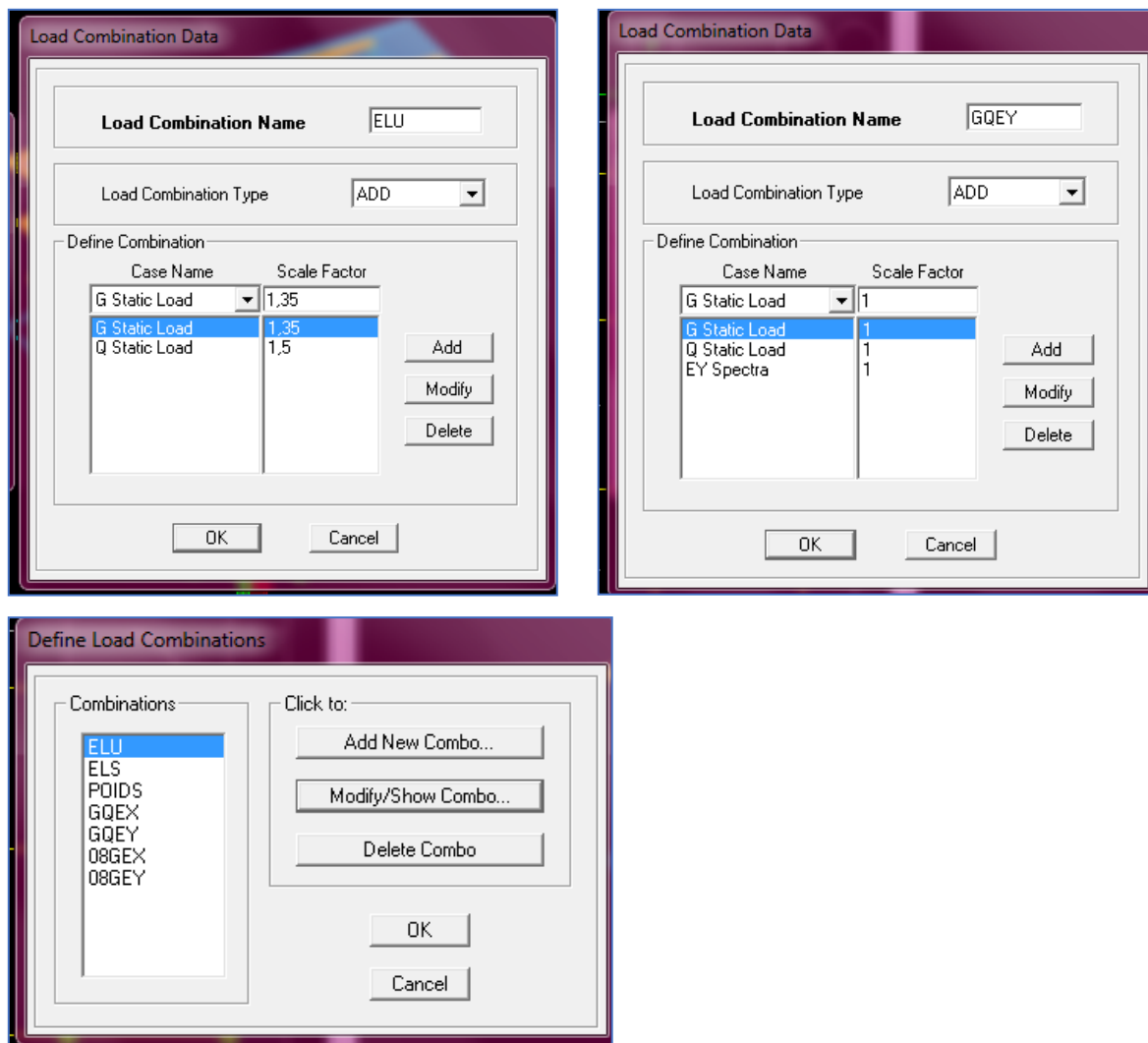
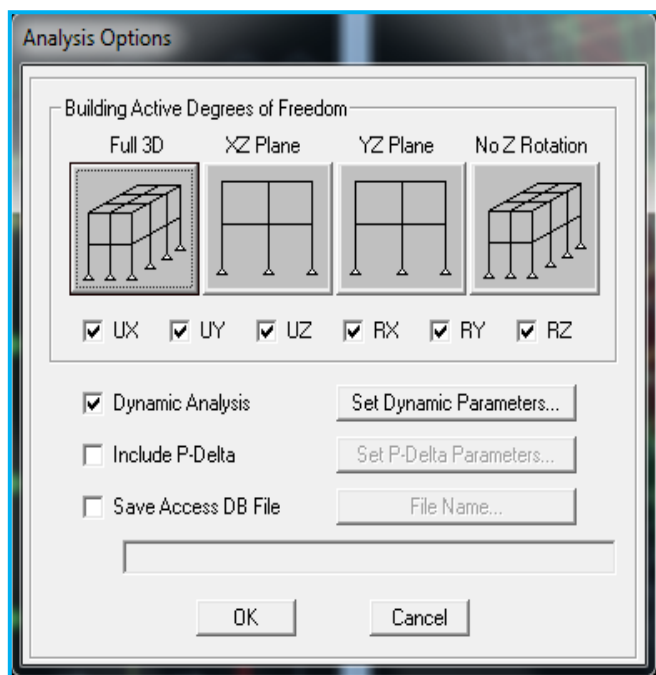


Figure IV.53 Les combinaisons de charges

### IV.3.6. Sixième étape

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de modes à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.



**Figure IV.54 Définition des options d'analyse**

## OO) ANALYSE DYNAMIQUE

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

### PP) ANALYSE MODALE

L'analyse modale permet de déterminer les modes et les fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

### QQ) ANALYSE SPECTRALE

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complexe Quadratic Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure.

Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

## RR) ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE

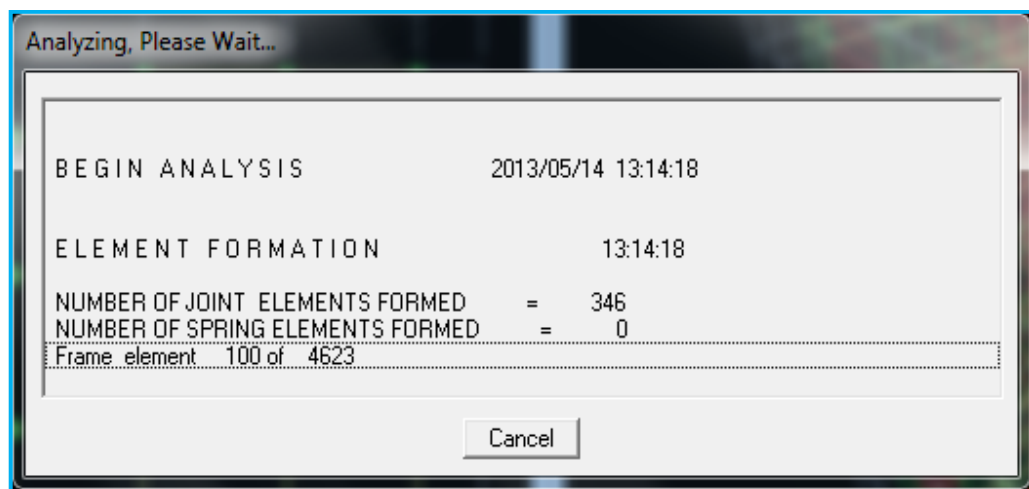
Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson, avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur, de l'ordre de  $0.1T$  ( $T$  étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

**Exécution :** Analyse → Run Analysis Ou F5



**Figure IV.55 Lancement de l'analyse**

# Chapitre v

## V. Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

### V.1 Présentation de l'ouvrage

- Le projet étudié est un bloc (R+6) située dans la wilaya de Tizi Ouzou classée selon le (RPA 99, révisé en 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone II-a)
- Zone sismique : (Tizi-Ouzou --< zone II.a) [RPA 99 Ver 2003- Tab 4,1 ]
- Groupe d'usage : Bâtiment a usage multiples (commerce, bureaux, habitation) --< Groupe 2 [RPA 99 Ver. 2003- Tab 4,1]
- Classification du site : Site meuble S3 [rapport géotechnique]
- Système structurel : portiques + voiles

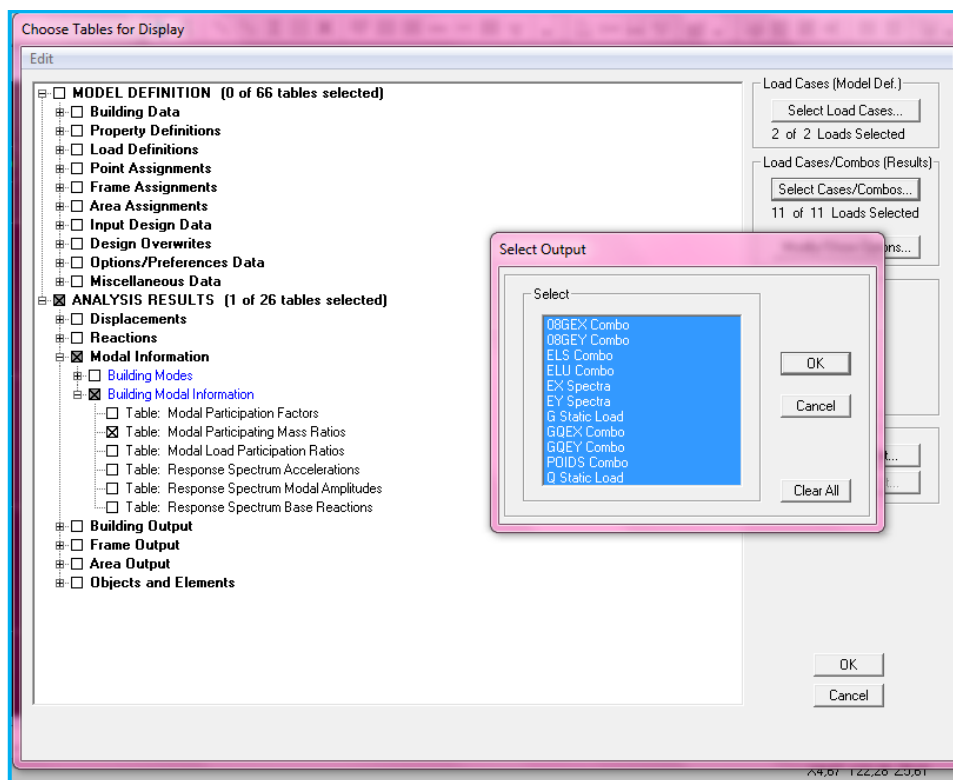
### V.2 Étude dynamique

#### V.2.1 Participation de la masse modale de la structure

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période fondamentale obtenu par le logiciel ETABS égale à 0.66 s

**Display →show tables** : on aura la fenêtre suivante

**ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information →Modal Participating Mass Ratios → OK**



**Figure V.56 Les options pour l'obtention du tableau des informations modales**

Les résultats seront affichés comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,668465	76,9085	0,0000	0,0000	76,9085	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,479016	0,0000	73,7973	0,0000	76,9085	73,7973	0,0000	98,4710
3	0,369719	1,3819	0,0000	0,0000	78,2904	73,7973	0,0000	0,0000
4	0,166271	12,9553	0,0000	0,0000	91,2457	73,7973	0,0000	0,0000
5	0,108865	0,0000	18,5571	0,0000	91,2457	92,3544	0,0000	1,2207
6	0,083357	0,7415	0,0000	0,0000	91,9872	92,3544	0,0000	0,0000
7	0,072393	4,0337	0,0000	0,0000	96,0208	92,3544	0,0000	0,0000
8	0,047437	0,0000	4,8723	0,0000	96,0208	97,2268	0,0000	0,2144
9	0,042001	2,0950	0,0000	0,0000	98,1159	97,2268	0,0000	0,0000
10	0,035927	0,0649	0,0000	0,0000	98,1807	97,2268	0,0000	0,0000
11	0,029794	0,0000	1,7534	0,0000	98,1807	98,9802	0,0000	0,0167
12	0,028340	0,9489	0,0000	0,0000	99,1296	98,9802	0,0000	0,0000

**Figure V.57 La période et les masses participantes**

Le premier mode de vibration est une translation suivant X, il mobilise 76,9085% de la masse modale de la structure.

- ❖ Le deuxième mode de vibration est une translation suivant Y, il mobilise 73,7973% de la masse modale de la structure.

**Fig. V.2.1. Justification de la période et les masses participantes**

- ❖ Le troisième mode de vibration est une torsion.

## V.2.2. Nombres de modes propres (Art 4.3, 4 du RPA99 /version 2003)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soient égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

### Participation massique

Mode 5 :

Sens X-X	91,2457%
Sens Y-Y	92,3544%

## V.2.3. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3,6 du RPA 2003)

Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 .Article 4.2.3 du RPA99/version 2003})$$



- A coefficient d'accélération donné par le tableau 4.1 (coefficient d'accélération de zone A) des règles **RPA99 version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.
- R facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure,
- D facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.
- Q facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).
- W poids propre de la structure.

### Application

- **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 du RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**A=0.15**

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99 version 2003})$$

$$\left. \begin{array}{l} T_1 : 0.15 \text{ s} \\ T_2 : 0.5 \text{ s} \end{array} \right\} \text{site meuble S3}$$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (4.3 \text{ RPA99 version 2003})$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend :  $\xi = 10 \%$

$$\eta = 0.76 > 0.7$$

### V.1.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Art 7.4.3, 1 du RPA 2003)

On doit satisfaire la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3.$$

Avec :

- ❖  $N_d$  : Effort normal sismique ;
- ❖  $B$  : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous

❖ **Pour les poteaux 45X45 :**

$$N_d = 1056,49 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1056,49 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.21 < 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Pour les poteaux 40x40 :**

$$N_d = 715,41 \text{ KN}$$

$$V = \frac{715,41 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.17 < 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### V.2.5. Vérification de la période empirique T

Cette valeur peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (**Art 4.24 du RPA99/version2003**)

$$T = \min \left( C_T h_n^{3/4}, \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

- $h_n$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N dans notre cas  $h_n = 26.02\text{m}$ .
- $C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage [**tableau 4-6 du RPA99/version2003**].

Dans notre cas  $C_T = 0.05$ .

- $D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans notre cas  $D_x = 19.10\text{m}$  et  $D_y = 13.40\text{m}$ .

**Donc**

$$\text{❖ } T_1 = 0.05 \times 26.02^{\frac{3}{4}} = 0.576 \text{ s}$$

$$\text{❖ } T_2 = \frac{0.09 \times 26.02}{\sqrt{19.10}} = 0.535 \text{ s}$$

$$\text{❖ } T_3 = \frac{0.09 \times 26.02}{\sqrt{13.40}} = 0.639 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0.576, 0.535, 0.639) = 0.535\text{s}$$

**Selon l'article 4.24 du RPA99 version 2003**

Les valeurs de  $T$ , calculées à partir des formules **de Rayleigh ou de méthodes numériques** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée suivant ce tableau :

**Tableau V.1. Période choisie en fonction de la condition sur  $T$**

Condition sur $T$	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

Avec  $T_{\text{analytique}} = 0.66\text{s} \rightarrow 1,3 T_{\text{empirique}} = 0.6955\text{s}$

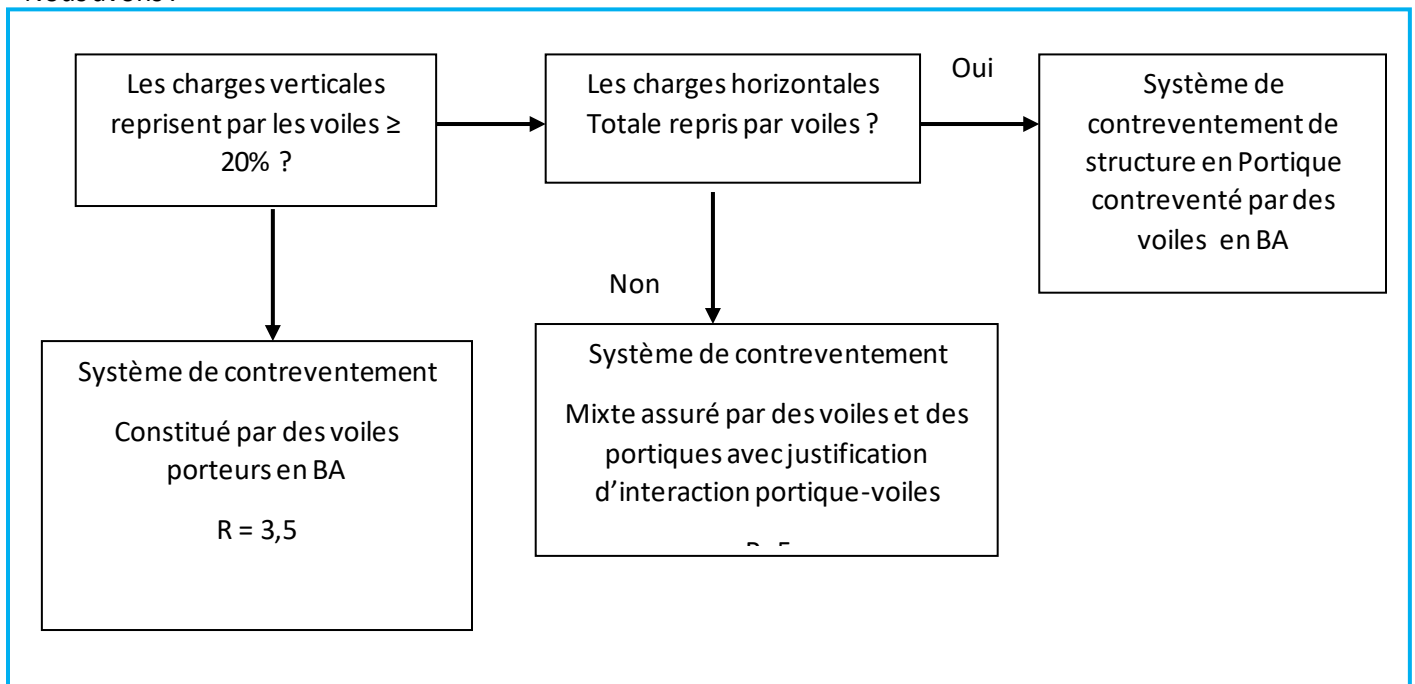
**On a :**  $T_{\text{empirique}} = 0.535 < T_{\text{analytique}} = 0.66 < 1,3 T_{\text{empirique}} = 0.6955$

Donc :  $T = T_{\text{analytique}} = 0.66\text{s}$

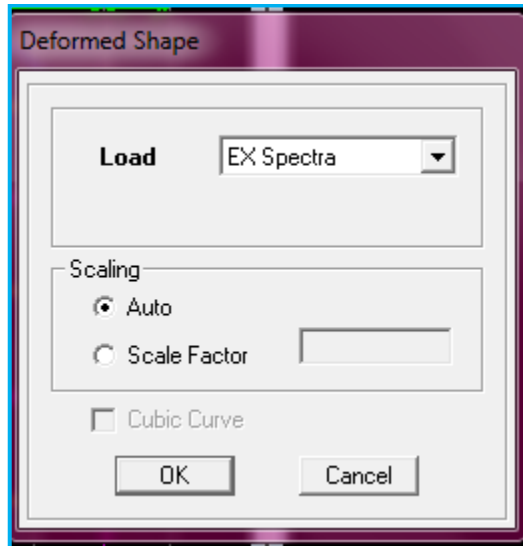
### V.2.6. Étude du contreventement et calcul du coefficient de comportement $R$

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de  $R$  à prendre.

Nous avons :

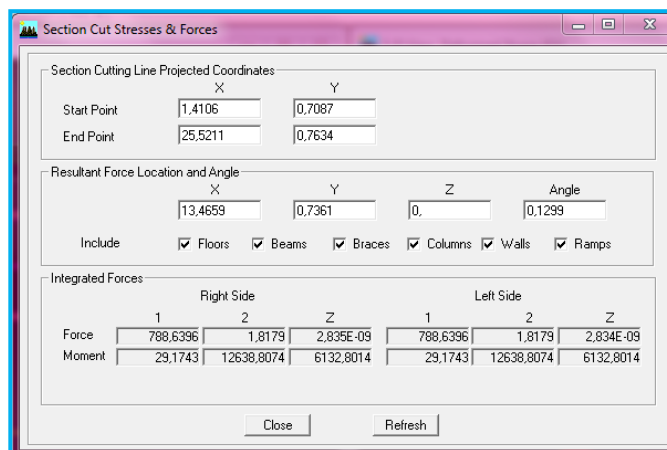


Ensuite → display → show deformed shape → on sélectionne la combinaison Ex.



Ensuite draw → draw section cut

→ on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient la fenêtre suivante :



Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur Refresh on aura une nouvelle valeur dans Force case 1:

### Sens X-X

On a 788,6396 —————→ 100%

576,2197 —————→ X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

Donc : Effort repris par les voiles = **73%**

Effort repris par les portiques = **27%**

### Sens Y-Y

Sur ETABS on obtient les deux tableaux suivants :

Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur Refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1:

On a 958,8058 ~~100%~~

780,5055 ~~X~~

$$X = \frac{780,5055 \times 100}{958,8058} = 81\%$$

Donc :

- ❖ Effort repris par les voiles=81%
- ❖ Effort repris par les portiques=19%

Sens Z-Z

On a 17943,0045 ~~100%~~

5471,2098 ~~X~~

$$X = \frac{5471,2098 \times 100}{17943,0045} = 30\%$$

Effort repris par les voiles=30%

Effort repris par les portiques=70%

Selon les résultats trouvés et le **tableau 4.3 du RPA 2003** :

**Tableau V.2 Valeurs du coefficient de comportement R**

**Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

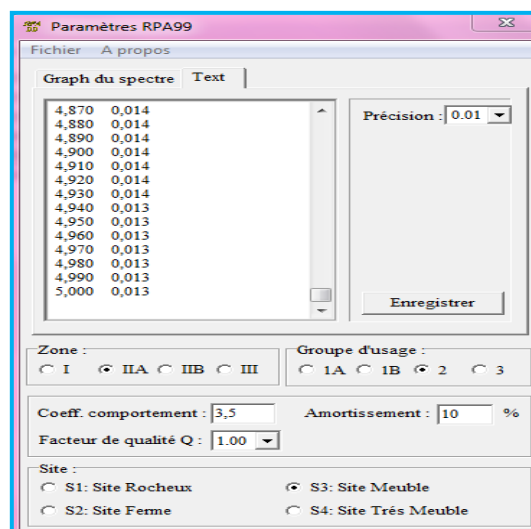
On

déduit que notre structure est une structure portiques-voiles contreventée par voiles

Donc **R=3.5**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que le plus grand nombre des efforts verticaux sont repris par les voiles (plus de 20%)

D'après l'article 3.4 du RPA 2003 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système du contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=3,5** ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse



### V.2.7. Calcul du facteur d'amplification dynamique D

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99 version 2003})$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} < T = 0.66 \text{ s} < 3 \text{ s}$$

D'où

$$D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \left( \frac{0.5}{0.66} \right)^{2/3} = 1.58$$

### V.2.8. Calcul du facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

$P_q$  : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité ( $q$ ) est satisfait ou non.

**Sens X-X**

**Tableau V.3. Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens X-X**

Critère q	Observé	$P_q$
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2-Redondance en plan	Oui	0
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

**Sens Y-Y**

**Tableau V.4. Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens Y-Y**

Critère q	Observé	$P_q$
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0
2-Redondance en plan	Non	0
3-Régularité en plan	Oui	0

4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Selon X-X :  $Q_x = 1+0+0+0+0+0+0=1$

Selon Y-Y :  $Q_y = 1+0+0+0+0+0+0=1$

Donc :  $Q=1.00$  (la plus défavorable dans le spectre de réponse).

### V.2.9. Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  d'où  $W_T = \sum_1^7 W_i$

**W<sub>Gi</sub>** : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

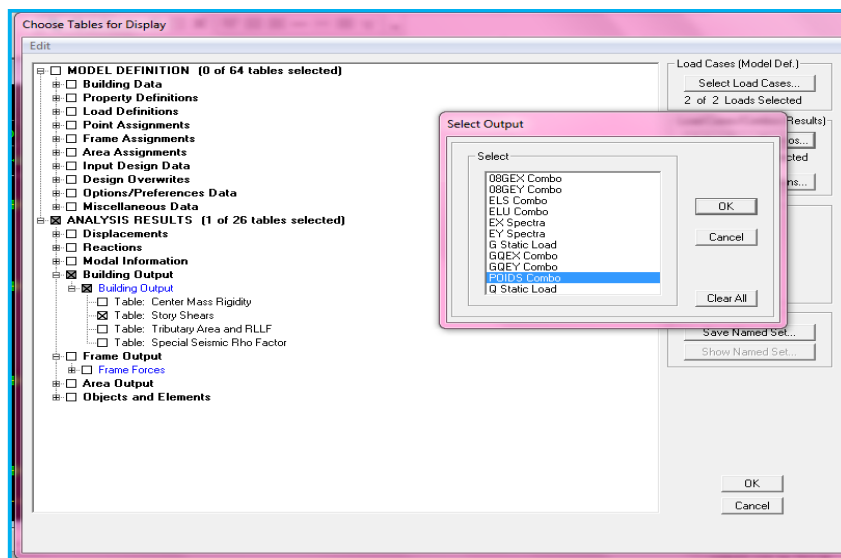
**W<sub>Qi</sub>** : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta=0,20$  (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) est donné par le tableau 4-5 du RPA2003,

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

**Display → show tables**

On aura la fenêtre suivante :



On selection **building output Table: story shears** et on choisit **POIDS Combo**

On aura Ce tableau:



	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	CHA	POIDS	Top	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	CHA	POIDS	Bottom	604,15	0,00	0,00	0,000	5716,220	-7400,868
	ET6	POIDS	Top	2073,26	0,00	0,00	0,000	18442,350	-25397,374
	ET6	POIDS	Bottom	2573,57	0,00	0,00	0,000	23474,367	-31526,171
	ET5	POIDS	Top	4606,87	0,00	0,00	0,000	41407,047	-56434,132
	ET5	POIDS	Bottom	5191,35	0,00	0,00	0,000	47204,993	-63594,042
	ET4	POIDS	Top	7224,65	0,00	0,00	0,000	65137,674	-88502,003
	ET4	POIDS	Bottom	7809,14	0,00	0,00	0,000	70935,620	-95661,914
	ET3	POIDS	Top	9842,44	0,00	0,00	0,000	88868,300	-120569,874
	ET3	POIDS	Bottom	10426,92	0,00	0,00	0,000	94666,247	-127729,785
	ET2	POIDS	Top	12460,22	0,00	0,00	0,000	112598,927	-152637,745
	ET2	POIDS	Bottom	13044,71	0,00	0,00	0,000	118396,873	-159797,656
	ET1	POIDS	Top	14798,73	0,00	0,00	0,000	134886,450	-181284,443
	ET1	POIDS	Bottom	15461,24	0,00	0,00	0,000	141425,681	-189400,221
	RDC	POIDS	Top	16805,66	0,00	0,00	0,000	156320,985	-205869,325
	RDC	POIDS	Bottom	17699,22	0,00	0,00	0,000	165114,529	-216815,500

On choisit la valeur du RDC Bottom

Donc: **W=17699,22 KN**

### V.2.10. Calcul de l'effort tranchant à la base

$$V_X = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1}{3.5} \times 17699,22 \longrightarrow V_X = 1198.49 \text{ KN}$$

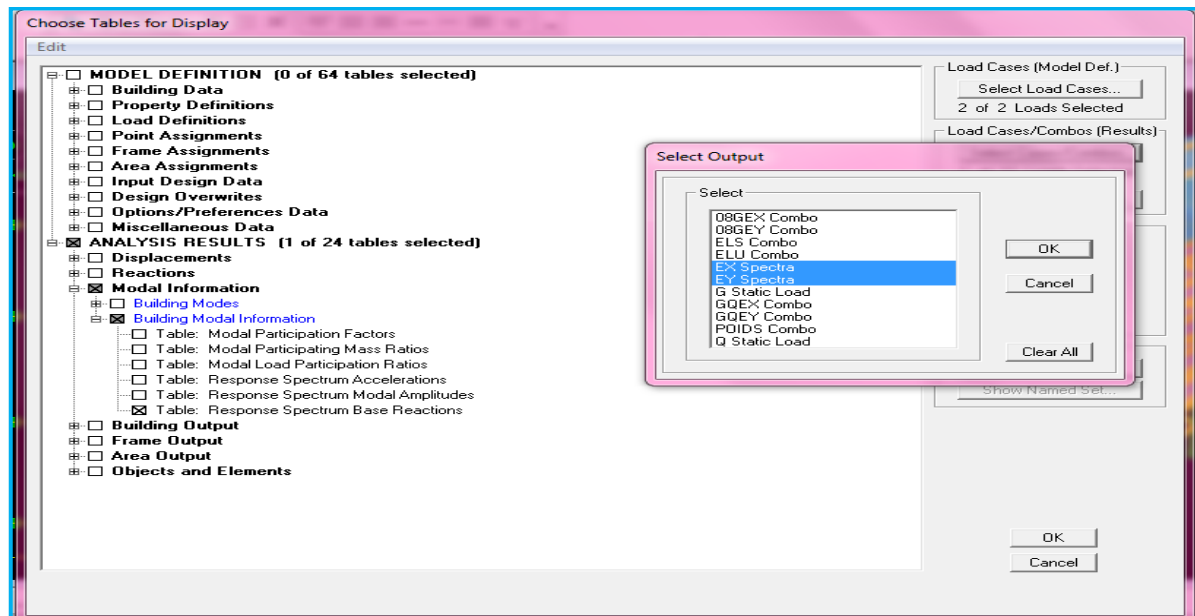
$$V_Y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1}{3.5} \times 17699,22 \longrightarrow V_Y = 1198.49 \text{ KN}$$

### Vérification

En procédant par les étapes suivantes :

**Display → show tables.**

On aura la fenêtre suivante :



On selection **building modal information** → table: response spectrum base reactions

Et on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	56,58	-0,16	0,00	0,247	77,083	-629,6
	EX	11	U1	0,00	0,16	0,00	-0,238	0,001	2,004
	EX	12	U1	0,00	-0,11	0,00	0,217	0,001	-1,30
	EX	All	All	1483,31	0,11	0,00	0,346	24104,686	13482,8
	EY	1	U2	0,04	0,00	0,00	0,000	0,720	-0,38
	EY	2	U2	-0,04	1423,40	0,00	-24397,615	-0,750	17437,0
	EY	3	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,001	-0,00
	EY	4	U2	-0,01	0,00	0,00	0,000	-0,027	0,088
	EY	5	U2	0,01	466,86	0,00	-1976,031	0,042	5718,7
	EY	6	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,013	0,037
	EY	7	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,008	0,019
	EY	8	U2	0,00	138,08	0,00	-417,722	0,013	1691,7
	EY	9	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,009	-0,04
	EY	10	U2	-0,16	0,00	0,00	-0,001	-0,224	1,833
	EY	11	U2	0,16	50,60	0,00	-73,523	0,214	618,88
	EY	12	U2	-0,11	18,25	0,00	-37,183	-0,219	223,27
	EY	All	All	0,11	1513,15	0,00	24503,468	0,345	18536,1

Sens x-x

$$V_x \text{ logiciel} = 1483,31 \text{ KN} > 0,8 \times 1198,49 = \mathbf{958.792 \text{ KN}}$$

Sens y-y

$$V_y \text{ logiciel} = 1513,15 \text{ KN} > 0,8 \times 1198,49 = \mathbf{958.792 \text{ KN}}$$

Conclusion

L'effort tranchant à la base est vérifié

### V.2.11. Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA 2003})$$

$\delta_{eK}$  : déplacement absolu dû aux forces sismiques  $F_i$

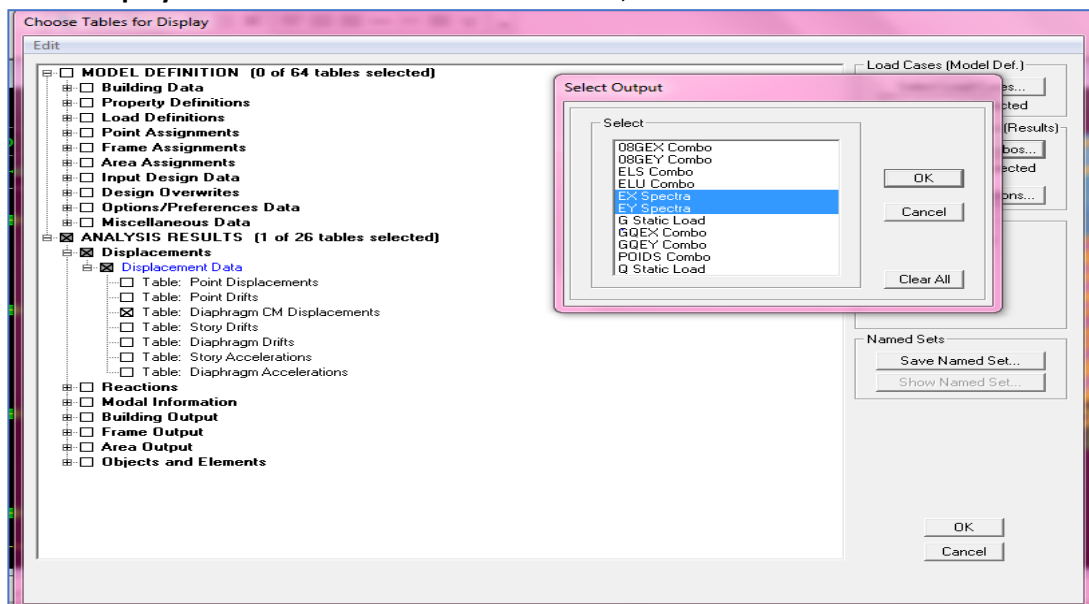
$R$  : coefficient de comportement.

Le **déplacement relatif** au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 2003})$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display → show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

**ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex et EY** en cliquant sur :

**Select cases/combos... → 2 fois sur OK**

Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	CHA	D8	EX	0,0115	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00026
	CHA	D8	EY	0,0001	0,0063	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	ET6	D7	EX	0,0115	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00025
	ET6	D7	EY	0,0002	0,0063	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	ET5	D6	EX	0,0103	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00022
	ET5	D6	EY	0,0001	0,0052	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	ET4	D5	EX	0,0087	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
	ET4	D5	EY	0,0001	0,0042	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	ET3	D4	EX	0,0068	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
	ET3	D4	EY	0,0001	0,0031	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	ET2	D3	EX	0,0047	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
	ET2	D3	EY	0,0001	0,0021	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	ET1	D2	EX	0,0027	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	ET1	D2	EY	0,0000	0,0012	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	RDC	D1	EX	0,0010	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	RDC	D1	EY	0,0000	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Figure V.58 Déplacements absolu sous l'action Ex et Ey

Les résultats du calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

### Conclusion

Tableau V.5. Déplacements relatifs

Story	Diaphragm	Load	UX(m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-}$	Load	UY(m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-}$	1% h(m)	condition
CHA	D8	EX	0,0115	0	EY	0,0063	0	0.0358	CV
ET6	D7	EX	0,0115	0,0012	EY	0,0063	0,0011	0.0306	CV
ET5	D6	EX	0,0103	0,0016	EY	0,0052	0,001	0.0306	CV
ET4	D5	EX	0,0087	0,0019	EY	0,0042	0,0011	0.0306	CV
ET3	D4	EX	0,0068	0,0021	EY	0,0031	0,001	0.0306	CV
ET2	D3	EX	0,0047	0,002	EY	0,0021	0,0009	0.0306	CV
ET1	D2	EX	0,0027	0,0017	EY	0,0012	0,0007	0.0306	CV
RDC	D1	EX	0,0010	0,0010	EY	0,0005	0,0005	0.0408	CV

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

### V.2.12. Vérifications De l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » ( $\Delta$ ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1 \text{ (Art 5.9 RPA 99 version 2003)}$$

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculé suivant la formule suivante : **W<sub>i</sub>=W<sub>G</sub>i+βW<sub>Q</sub>i**

**V<sub>k</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

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

**hk** : hauteur de l'étage « k »

On a:

Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets du 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1-\theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

[illegible][illegible]

## Sens X-X

Tableau V.6. L'effet P-Delta selon le sens X-X

Étages	poids	$\Delta_{kx}$ [m]	$V_x$ [KN]	h	$\Theta$	Condition	conclusion
CHA	604,15	0	40,07	3.58	0	$\leq 0.1$	CV
ET6	2573,57	0,0012	395,71	3.06	0.0025	$\leq 0.1$	CV
ET5	5191,35	0,0016	725,67	3.06	0.0037	$\leq 0.1$	CV
ET4	7809,14	0,0019	987,52	3.06	0.0049	$\leq 0.1$	CV
ET3	10426,92	0,0021	1191,33	3.06	0.0060	$\leq 0.1$	CV
ET2	13044,71	0,002	1344,43	3.06	0.0063	$\leq 0.1$	CV
ET1	15461,24	0,0017	1439,68	3.06	0.0059	$\leq 0.1$	CV
RDC	17699,22	0,0010	1483,31	4.08	0.0029	$\leq 0.1$	CV

## Sens Y-Y

Tableau V.7. L'effet P-Delta selon le sens Y-Y

Étages	poids	$\Delta_{ky}$ [m]	$V_y$ [KN]	h	$\Theta$	Condition	conclusion
CHA	604,15	0	42,56	3.58	0	$\leq 0.1$	CV
ET6	2573,57	0,0011	427,91	3.06	0.0021	$\leq 0.1$	CV
ET5	5191,35	0,001	763,97	3.06	0.0022	$\leq 0.1$	CV
ET4	7809,14	0,0011	1014,81	3.06	0.0027	$\leq 0.1$	CV
ET3	10426,92	0,001	1209,01	3.06	0.0028	$\leq 0.1$	CV
ET2	13044,71	0,0009	1360,14	3.06	0.0028	$\leq 0.1$	CV
ET1	15461,24	0,0007	1460,73	3.06	0.0024	$\leq 0.1$	CV
RDC	17699,22	0,0005	1513,15	4.08	0.0014	$\leq 0.1$	CV

## Conclusion

Dans les deux sens on constate que l'effet P-Delta est inférieur à 0,1. Il peut être négligé.

## V.2.13. Stabilité au renversement (Article 4.41 du RPA99 version 2003)

D'après l'article : « Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. » (RPA 99 version 2003)

## Avec :

Moment stabilisant  $M_s = W.V$  ; où  $W$  est le poids total de la structure et  $V$  la distance entre son CDG et la fibre la plus éloignée ( $V_x = 9,55$  m et  $V_y = 6,7$  m ; Déterminées grâce au logiciel AutoCAD).

. Moment de renversement  $M_r$  (Déduit du logiciel ETABS).

- Poids total de la structure « W »

$$W_{\text{total}} = W_{\text{superstructure}} + W_{\text{infrastructure}}$$

$$. W_{\text{superstructure}} = 17699,22 \text{ KN (Déduit d'ETABS).}$$

$$. W_{\text{infrastructure}} = 6671,703 + 0.2 \times 5173,91 = 7706,485 \text{ (Calculé dans le chapitre 7).}$$

$$. W_{\text{total}} = 25405,705 \text{ KN}$$

D'où :

$$M_{S-X} = 25405,705 \times 9,55 = 242624,4828 \text{ KN.m.}$$

$$M_{S-Y} = 25405,705 \times 6,7 = 170218,2235 \text{ KN.m.}$$

$$M_{R-X} = 24104,688 \text{ KN.m.}$$

$$M_{R-Y} = 24503,466 \text{ KN.m.}$$

$$M_{R-X} = 24104,688 \text{ KN.m} < 242624,4828 \text{ KN.m.}$$

$$M_{R-Y} = 24503,466 \text{ KN.m} < 170218,2235 \text{ KN.m.}$$

Les moments stabilisants sont nettement supérieurs aux moments renversants dans les deux directions principales, la structure est donc stable vis-à-vis du renversement et la condition de l'article **4.41** du RPA 99/version 2003 est vérifiée.

## Conclusions

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA 2003 sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct

# Chapitre VI



## VI.1 Ferrailage des poteaux

### VI.1.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

$$\begin{array}{lcl}
 \begin{array}{l}
 \diamond 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)} \\
 \diamond . G + Q \text{ (ELS)} \\
 \diamond G + Q \pm E \\
 \diamond 0.8G \pm E
 \end{array}
 & \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} & \begin{array}{l} \\ \text{(BAEL 91 / modifié 99)} \\ \end{array} \\
 & \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} & \text{(Combinaisons d'actions sismiques du RPA 99 révisé 2003).}
 \end{array}$$

Les efforts à prendre en considération sont les suivants :

- Effort normal maximal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Effort normal minimal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Moments « M2 » et « M3 » ainsi que leurs efforts normaux « N » correspondants.

Tableau VI.1.10. Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Convention       $N < 0$        $\longrightarrow$  traction  
                           $N > 0$        $\longrightarrow$  compression

### VI.1.2 Recommandations du RPA 2003 pour le ferrailage des poteaux (Article 7.4.2)

#### SS) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/ révisé 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **Ila** est limité à :

Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.

Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Tableau VI.1.11 Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version 2003

Section de poteaux (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% b \times h$
(45 × 45)	16.2	121.5	81
(40 × 40)	12.8	96	64

(35x35)	9.8	73.5	49
---------	-----	------	----

**TT) Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : (formule 7.1, RPA99/ version 2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec **A<sub>t</sub>** section d'armature transversale

**V<sub>u</sub>** effort tranchant de calcul

**h<sub>1</sub>** hauteur totale de la section brute

**f<sub>e</sub>** contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale  $f_e = 400 \text{ MPA}$ .

**ρ<sub>a</sub>** est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{matrix} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{matrix}$$

Avec **λ<sub>g</sub>** : L'élançement géométrique du poteau  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$

**a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement **l<sub>f</sub>** est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL99**:

**l<sub>f</sub>** = 0.7 h<sub>e</sub>

**h<sub>e</sub>** : c'est la hauteur du poteau

**S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

➤ **En zone nodale**  $S_t \leq \text{Min} (10 \phi, 15\text{cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$

➤ **En zone courante**  $S_t \leq 15 \phi$  soit:  $\rightarrow S_t = 15\text{cm}.$

Avec  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \times s_t}$  en % est donnée comme suit:

$$\begin{matrix} 0.3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \rightarrow \lambda_g < 3 \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{matrix}$$

**UU) Calcul du ferrailage des poteaux**

Le calcul est fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC »

Tableau VI.1.12 Détermination des armatures longitudinales des poteaux

Section S [cm <sup>2</sup> ]	Sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	Type	Max (A inf ; A sup) [cm <sup>2</sup> ]	Amin [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]
(45x45)	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-1450.18	4.574	ELU	0	16.20	4HA20+ 4HA16	20.60
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-1450.18	-0.635	ELU	0			
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	577.32	-3.631	0.8G±E	7.44			
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	577.32	4.518	0.8G±E	7.5			
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-541.1	47.396	ELU	0			
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-511.69	47.106	G+Q±E	0			
(40x40)	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-965.86	1.36	ELU	0	12.8	4HA16+ 4HA14	14.19
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-965.86	-3.32	ELU	0			
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	162.52	-5.028	0.8G±E	2.39			
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	162.52	3.447	0.8G±E	2.28			
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-66.72	34.008	G+Q±E	1.44			
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-359.1	59.489	G+Q±E	0			
(35x35)	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-246.84	9.478	G+Q±E	0	9.8	4HA14+ 4HA12	10.06
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-246.84	-2.336	G+Q±E	0			
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	162.41	-4.598	0.8G±E	2.41			
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	162.41	1.075	0.8G±E	2.12			
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-53.25	28.277	G+Q±E	1.53			
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-63.65	47.071	G+Q±E	2.94			

### VI.1.3 Vérification à l'ELU

#### A) Armatures transversales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

#### B) Espacement des armatures selon le RPA 99 version 2003

En zone nodale :  $St \leq \min (10 \times 1,2) = 12 \text{ cm}$  soit :  $St = 10 \text{ cm}$ .

En zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l$  soit  $S_t \leq 15 \times 1.2$

On prend **St = 15 cm**

#### C) L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Tel que  $L_f$  : longueur libre du poteau.

$L_f = 0.7 l_0$  et  $l_0$  : c'est la hauteur du poteau

Tableau VI.1.13 Valeurs de «  $\lambda_g$  » et «  $\rho_a$  » pour les différentes sections des poteaux.

Section des poteaux des différents niveaux	Niveau	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	$\rho_a$
45x45	RDC	$L_0 = 4.08 \text{ m}$	6.346	2.5
	Etage de service	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	4.76	3.75
40x40	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	5.355	2,5
	étage			
35x35	5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup> et	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	6.12	2,5
	Toiture			

Tableau VI.1.14 Détermination des armatures transversales

Sections	Niveau	$\rho_a$	$A_{\min}$	Espaceement (cm)		$V_u$	$A_t$	$A_{\text{adopté}}$
45 x 45	RDC	2.5	1.35	Zone nodale	10	13.83	0.19	6HA8= 3.02cm <sup>2</sup> (2 cadres de $\phi 8$ )
			2.025	Zone courante	15		0.288	
	Étage de service	3.75	1.35	Zone nodale	10	27.59	0.57	6HA8= 3.02cm <sup>2</sup> (2 cadres de $\phi 8$ )
			2.025	Zone courante	15		0.862	
40 x 40	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	2.5	1.2	Zone nodale	10	36.76	0.574	4HA8= 2.01cm <sup>2</sup> (2 cadres de $\phi 8$ )
			1.8	Zone courante	15		0.861	
35x35	5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup> et toiture	2.5	1.05	Zone nodale	10	31.7	0.566	4HA8= 2.01cm <sup>2</sup> (2 cadres de $\phi 8$ )
			1.575	Zone courante	15		0.849	

**D) Longueur d'ancrage : (BAEL 99/Article A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$\psi = 1.5$  pour les aciers haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

- pour HA 12:  $l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 11.34 \text{ cm}$
- Pour HA 14 :  $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$
- Pour HA 16 :  $l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$
- Pour HA 20 :  $l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$

#### E) Longueur de recouvrement

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est :  $L_r = 40 \times \phi$

Pour :

- **HA12** :  $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$
- **HA14** :  $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- **HA16** :  $L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- **HA20** :  $L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

#### F) Vérification au cisaillement :(RPA2003/Art 7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 & d'ou \quad \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 & d'ou \quad \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

#### Pot 45x45

##### ➤ RDC

$$\tau_b = \frac{13830}{450 \times 425} = 0.072 \text{ MPA} \leq \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### ➤ ETAGE DE SERVICE

$$\tau_b = \frac{57590}{450 \times 425} = 0.3 \text{ MPA} \leq \tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### ➤ Pot 40x40

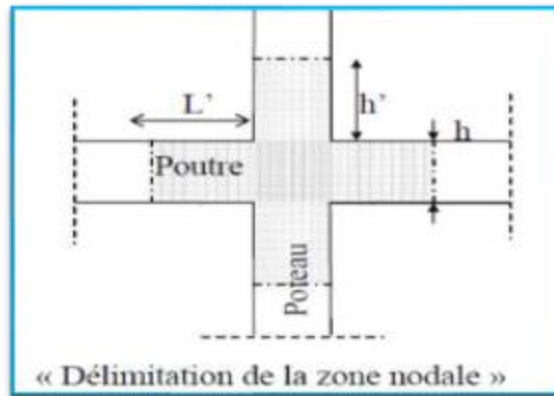
$$\tau_b = \frac{36760}{400 \times 375} = 0.245 \text{ MPA} \leq \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### ➤ Pot 35x35

$$\tau_b = \frac{31700}{350 \times 325} = 0.278 \text{ MPA} \leq \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## G) Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm}\right)$$



## H) Poteau 45X45

## ■ RDC

$$h = 4.08 \text{ m}$$

$$h' = \max\left(\frac{408}{6}, 45, 45, 60 \text{ cm}\right)$$

$$\text{On aura : } h' = 68 \text{ cm}$$

## ■ Etage de service

$$h = 3.06 \text{ m}$$

$$h' = \max\left(\frac{306}{6}, 45, 45, 60 \text{ cm}\right)$$

$$\text{On aura : } h' = 60 \text{ cm}$$

## I) Poteau 40x40

$$h = 3.06 \text{ m}$$

$$h' = \max\left(\frac{306}{6}, 40, 40, 60 \text{ cm}\right)$$

$$\text{On aura : } h' = 60 \text{ cm}$$

## J) Poteau 35X35

$$h = 3.06 \text{ m}$$

$$h' = \max\left(\frac{306}{6}, 35, 35, 60 \text{ cm}\right)$$

$$\text{On aura : } h' = 60 \text{ cm}$$

## K) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1 BAEL 91/ Modifié 99):

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.15 Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux

Section S [cm <sup>2</sup> ]	Sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	es [cm]	Amin [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée > Amin
(45x45)	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-1047.39	3.231	0.003	5.68	20.6	Condition vérifiée
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-1047.39	-0.458	0.00043	5.57		
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-379.80	-21.285	0.056	5.7		
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-379.80	1.704	0.0044	5.558		
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-393.27	33.59	0.085	5.71		
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-664.41	3.192	0.0048	5.68		
(40x40)	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-701.87	0.874	0.0012	4.45	14.19	Condition vérifiée
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-701.87	-2.407	0.0034	4.46		
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-140.72	-16.785	0.12	4.50		
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-140.72	-2.109	0.014	4.47		
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-151.36	22.439	0.148	4.51		
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-296.09	9.306	0.0314	4.49		
(35x35)	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-255.26	-6.066	0.023	3.38	10.06	Condition vérifiée
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-255.26	-5.253	0.020	3.39		
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-11.87	-18.77	1.58	4.09		
	N <sup>min</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-11.87	-5.308	0.45	3.54		
	M2 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-73.89	24.143	0.326	3.49		
	M3 <sup>max</sup> → N <sup>corr</sup>	-14.75	13.35	0.90	3.73		

Toutes les sections adoptées sont supérieures aux sections minimales imposées par la condition de non fragilité, les exigences de l'article A.4.2 ,1 du BAEL 99 sont donc satisfaites

#### VI.1.4 Vérification à L'ELS

##### A) État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 99).

##### B) Etat limite de compression du béton

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$  MPA. Afin de se simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferrailage SOCOTEC.

Tableau VI.1.16 Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux

Section S [cm <sup>2</sup> ]	Sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	A sup- adoptée [cm <sup>2</sup> ]	A inf- adoptée [cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{bc}$ -sup [MPa]	$\sigma_{bc}$ -inf [MPa]	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	N <sup>max</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-1047.39	3.231			4.77	4.44	CV
	N <sup>max</sup> → M3 <sup>corr</sup>	-1047.39	-0.458			4.63	4.58	CV
	N <sup>min</sup> → M2 <sup>corr</sup>	-379.80	-21.285			2.76	0.58	CV

(45x45)	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-379.80	1.704	8.29	8.29	1.76	1.58	CV
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-393.27	33.59			3.44	0	CV
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-664.41	3.192			4.21	0	CV
(40x40)	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-701.87	0.874	5.56	5.56	4.04	3.91	CV
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-701.87	-2.407			4.15	3.79	CV
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-140.72	-16.785			2.17	0	CV
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-140.72	-2.109			0.96	0.64	CV
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-151.36	22.439			2.85	0	CV
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-296.09	9.306			2.38	0.97	CV
(35x35)	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-255.26	-6.066	4.21	4.21	2.58	1.2	CV
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-255.26	-5.253			2.49	1.29	CV
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-11.87	-18.77			3.44	0	CV
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-11.87	-5.308			1.01	0	CV
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-73.89	24.143			4.65	0	CV
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-14.75	13.35			2.48	0	CV

## VI.2 Ferrailage des poutres

### VI.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

1.35G + 1.5Q (ELU).

G + Q (ELS)

▪  $G + Q \pm E$

▪  $0.8G \pm E$

} (BAEL 91 / modifié 99)

} (Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99 révisé 2003))

### VI.2.2 Recommandations du RPA 2003 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2) Armatures longitudinales (Article 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 longitudinaux 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 sismiques 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  $\phi$  en zone I et II



- 50  $\phi$  en zone III.

**Tableau VI.2.1 Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.**

Dimensions des poutres	A minimal [cm <sup>2</sup> ] (0.5% de la section)	A maximal [cm <sup>2</sup> ]	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
PP 30X40	6	48	72
PS 25X35	4.375	35	52.5

### ➤ Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 s.b$$

L'espacement :

- Zone nodale : Minimum de  $(h/4, 12 \phi)$ .
- En dehors de la zone nodale :  $S \leq h/2$ .

La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.2.3 Calcul des armatures (ELU)

#### VV) Armatures longitudinales

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

- P.P.1 : Poutres principales avoisinant des voiles.
- P.P.2 : Poutres principales éloignées des voiles.
- P.S.1 : Poutres secondaires avoisinant des voiles.
- P.S.2 : Poutres secondaires éloignées des voiles.

Les sections d'armatures des poutres et des poteaux sont déterminés à l'aide du logiciel de calcul de ferraillage « SOCOTEC » qui se base sur les principes de calcul du BAEL 99. Toutefois l'utilisateur doit respecter quelques paramètres pour ne pas fausser les résultats

➤ **Différence de la convention de signes entre les deux logiciels**

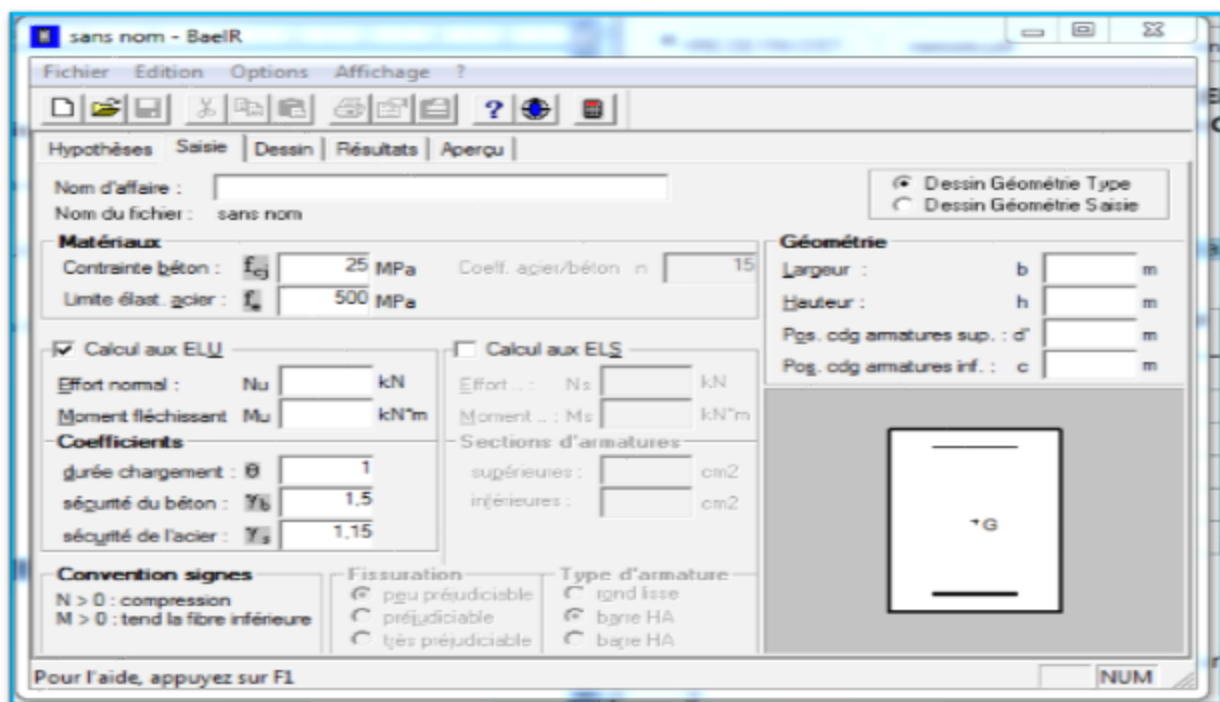
La convention de signes entre « ETABS » et « SOCOTEC » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « ETABS » représentent des tractions et ceux en négatifs représentent des compressions.

Contrairement à « SOCOTEC », où les efforts normaux positifs représentent des compressions et ceux en négatifs des tractions.

➤ **Les coefficients  $\gamma_b$ ,  $\gamma_s$  et  $\theta$**

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

- En situation courante et pour  $t > 24h$  (ELU et ELS) :  
 $\gamma_b = 1.5$ ,  $\gamma_s = 1.15$  et  $\theta = 1$ .
- En situation accidentelle et pour  $t \leq 1h$  (Combinaisons sismiques) :
- $\gamma_b = 1.15$ ,  $\gamma_s = 1$  et  $\theta = 0.85$ .



➤ **Poutres principales**

**Tableau VI.2.2 Détermination des armatures longitudinales des poutres principales**

groupe	localisation	$M_{\max}$ [KN.m]	combinaisons	A calculée [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]	A min < A adoptée < A max
	Travée	59.641	ELU	4.53	3HA16=6,03	Condition vérifiée

PP1	Appuis sup	-82.021	ELU	5.75	3HA14+3HA12=8,01	Condition vérifiée
	Appuis inf	22.935	G+Q±E	1.55	3HA16= 6,03	Condition vérifiée
PP2	Travée	28.82	ELU	2.27	3HA16 = 6.03	Condition vérifiée
	Appuis sup	-42.677	ELU	3.2	3HA14+3HA12=8.01	Condition vérifiée
	Appuis inf	14.427	0.8G±E	0.97	3HA16=6,03	Condition vérifiée

➤ **Poutres secondaires**

**Tableau VI.2.3 Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires**

groupe	localisation	M <sub>max</sub> [KN.m]	combinaisons	A calculée [cm²]	A adoptée [cm²]	A min < A adoptée < A max
PS1	Travée	39.282	G+Q±E	3.14	3HA14=4,62	Condition vérifiée
	Appuis sup	-57.036	G+Q±E	4.66	3HA14+2HA12=6,87	Condition vérifiée
	Appuis inf	30.348	G+Q±E	2.4	3HA14+2HA12=6.87	Condition vérifiée
PS2	Travée	42.067	0.8G±E	3.37	3HA14=4,62	Condition vérifiée
	Appuis sup	-57.036	G+Q±E	4.64	3HA14+2HA12=6,87	Condition vérifiée
	Appuis inf	30.323	G+Q±E	2.4	3HA14+2HA12=6.87	Condition vérifiée

**WW) Armatures transversales**

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

➤ **Poutre principales :**

$$\phi_t \leq \min (1.14; 1.4; 3) = 1.14 \text{ cm}$$

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

➤ **Poutre secondaires :**

$$\phi_t \leq \min (1; 1.4; 2.5) = 1 \text{ cm}$$

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

**Poutres principales**

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale :  $St_{\max} \leq \min(h/4, 12 \phi) = \min(40/4, 12 \times 1,4) = \Rightarrow St = 10 \text{ cm.}$
- Zone courante :  $St \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$

D'où :

- Zone nodale :  $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$
- Zone courante :  $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2.$

Soit : **At = 4 HA8** (1 cadre et un étrier de  $\phi 8$ ) =  $2.01 \text{ cm}^2$ .

### Poutres secondaires

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale :  $St_{\max} \leq \min(h/4, 12 \phi) = \min(35/4, 12 \times 1.4) = \Rightarrow St = 8 \text{ cm.}$
- Zone courante :  $St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$

D'où :

- Zone nodale :  $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2.$
- Zone courante :  $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2.$

Soit : **At = 4 HA8** =  $2.01 \text{ cm}^2$

### XX) Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 2003 en page 63 (zone nodale) comme suit

$$l' = 2.h$$

Avec :

$l'$  : Longueur de la zone nodale.

$h$  : Hauteur de la poutre.

D'où :

Poutres principales :  $l' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$

Poutres secondaires :  $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

### VI.2.4 Vérifications à l'ELU

#### YY) Condition de non fragilité (BAEL 99 / Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0,23 . b . d . \frac{f_{c28}}{f_e}$$

**Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) :**  $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2.$

**Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) :**  $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$

Toutes les sections adoptées sont supérieures à  $A_{min}$ , donc, la condition est vérifiée.

### ZZ) Vérification au cisaillement (BAEL 99 / Art. 5.1,211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = 3.33 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b} \cdot d$$

**Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) :**

$$\tau_u = \frac{(134.19 \times 10^3)}{300 \times 375} = 1.19 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2):**

$$\tau_u = \frac{45.3 \times 10^3}{250 \times 325} = 0.55 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

### AAA) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99 / Art A.6.1 ,3)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 d \sum \mu_i}$$

Où :

$\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

**Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) :**  $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131.88 \text{ mm.}$

**Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) :**  $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm.}$

D'où :

$$\text{Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : } \tau_{se} = \frac{134.19 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 131.88} = 3.01 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA.}$$

$$\text{Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : } \tau_{se} = \frac{45.3 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 131,88} = 1.17 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA.}$$

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

### BBB) Ancrage des barres (BAEL 99/ Art. 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ , la longueur minimale de recouvrement est égale à :

$$l_s = 40\phi \text{ (zone II) [RPA 2003/ Art. 7.5.2.1]}$$

D'où :

Pour les HA 12 :  $l_s = 40 \times 1.2 = 48$  cm.

Pour les HA 14 :  $l_s = 40 \times 1.4 = 56$  cm.

$l_s$  dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

$L_c = 0,4l_s$

Pour les HA 12 :  $L_c = 0,4 \times 48 = 19.2$  cm.

Pour les HA 14 :  $L_c = 0,4 \times 56 = 22.4$  cm.

### CCC) Influence de l'effort tranchant

#### ➤ Au niveau des appuis de rive (BAEL 99 / Art. 5.1,312)

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrée}} = \gamma_s \cdot \frac{V_{u \max}}{F_e}$$

#### Poutres principales (P.P.1) :

$$\frac{1.15 \times 134.19 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 3.85 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 8,01 \text{ cm}^2.$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 8,01 \text{ cm}^2 > 3.85 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

#### Poutres principales (P.P.2) :

$$\frac{1.15 \times 134.19 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 3.85 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 8.01 \text{ cm}^2.$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 8.01 \text{ cm}^2 > 3.85 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

#### Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) :

$$\frac{1.15 \times 45.3 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 6,87 \text{ cm}^2.$$

La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

#### ➤ Sur appuis intermédiaires (BAEL 99 / Art. A.5.1, 321)

$$\frac{2V_u}{F_{e,0,9,d}} \leq 0,8 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPA}$$

#### Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) :

$$\frac{2V_u}{F_{e,0,9,d}} = \frac{2 \times 134.19 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 375} = 1.98 \text{ MPA} < 13,33 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) :

$$\frac{2V_u}{F_{e,0,9,d}} = \frac{2 \times 45.3 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 325} = 0.75 \text{ MPA} < 13,33 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VI.2.5 Vérifications à l'ELS

#### DDD) État limite de compression du béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = 100 \cdot \frac{A}{b \cdot d}$$

### Poutres principales

**Tableau 17 Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales**

Groupe	localisation	Ms max [KN.m]	A adoptée [cm²]	P	β1	K1	σst [MPa]	Σbc [MPa]	σbc < σ̄bc
PP1	travée	42.072	6.03	0.536	0.890	30.45	209.05	6.86	C.V.
	Appuis sup	-57.854	8,01	0,712	0.877	25,65	219,619	8.56	C.V.
	Appuis inf	12.647	6,03	0,536	0.890	30,45	62,841	2,06	C.V.
PP2	travée	20.394	6.03	0.536	0.890	30.45	101.33	3.32	C.V.
	Appuis sup	-30.2	8.01	0.712	0.877	25.65	114.64	4.46	C.V.
	Appuis inf	7.535	6,03	0,536	0.890	30,45	37,440	1,22	C.V.

### Poutres secondaires

**Tableau VI.2.5 Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires**

Groupe	localisation	Ms max [KN.m]	A adoptée [cm²]	P	β1	K1	σst [MPa]	σbc [MPa]	σbc < σ̄bc
PS1	travée	11.872	4,62	0,56	0,888	29,64	89,040	3	C.V.
	Appuis sup	-17.49	6,87	0.84	0.869	23,17	90,142	3,895	C.V.
	Appuis inf	2.285	6,87	0,84	0,869	23,17	11,776	0,508	C.V.
PS2	travée	9.534	4,62	0,56	0,888	29,64	71,505	2,412	C.V.
	Appuis sup	-14.21	6,87	0.84	0.869	23,17	73,237	3,164	C.V.
	Appuis inf	3.272	6,87	0,84	0,869	23,17	16,863	0,727	C.V.

### EEE) Etat limite d'ouverture des fissures

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5,32 du BAEL99**)

### FFF) Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre droit rester suffisamment petite par rapport a la flèche admissible pour ne pas nuire a l'aspect et utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens

**Calcul de la flèche**

$$f < f = \frac{L}{(500)}$$

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

**Poutres principales**

$$f = 0.029 \text{ cm} < f = \frac{400}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

**Poutres secondaires**

$$f = 0.0010 \text{ cm} < f = \frac{300}{500} = 0.6 \text{ cm}$$

**VI.3. Ferrailage des voiles****VI.3.1 Introduction**

Le voile est un élément structurel de contreventement soumis à des forces verticales (Charges et surcharges) ainsi qu'à des forces horizontales dues au séisme.

Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (E).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

**VI.3.2 Combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous

$$\begin{array}{l}
 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)} \\
 \cdot \quad G + Q \text{ (ELS)}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)} \\ G + Q \text{ (ELS)} \end{array}} \right\} \text{(BAEL 91 / modifié 99)}$$
  

$$\begin{array}{l}
 G + Q \pm E \\
 0.8G \pm E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array}} \right\} \text{(Combinaisons d'actions sismiques du RPA 99 révisé 2003)}$$



### VI.3.3 Exposé de la méthode du ferrailage :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones

- Zone I : RDC et Etage de Service
- Zone II : 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage
- Zone III : 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage

Avec

V1L : voiles de 1.50 m de longueur

V2L : voiles de 2.70 m de longueur

V1T : voiles de 4.60 m de longueur

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) \text{ [Art 7.7.4 RPA99/ modifié 2003]}$$

Avec:

- $h_e$ : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- $L_c$ : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

- $L$  : longueur du voile.
- $L_t$ : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

### VI.3.4 Détermination des diagrammes de 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 comprimé (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$

avec: e : épaisseur du voile

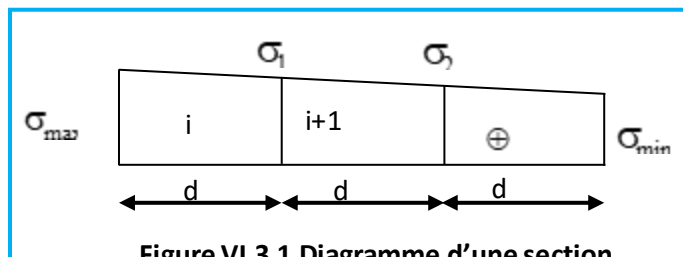
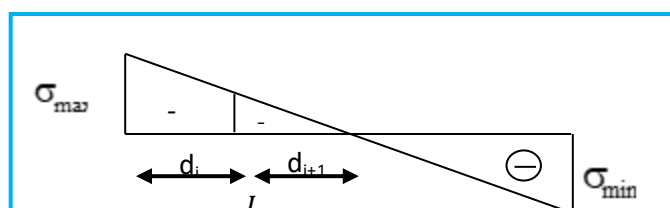


Figure VI.3.1 Diagramme d'une section entièrement comprimée.

➤ **Section partiellement comprimée :**



$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{min} - \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$

❖ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} - \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Figure VI.3.2 Diagramme d'une section partiellement comprimé.

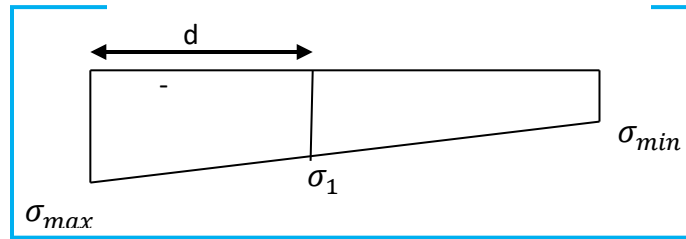


Figure VI.3.3 Diagramme d'une section entièrement comprimée.

### VI.3.5 Détermination des armatures :

#### A) Armatures verticales :

➤ Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

❖ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec : B : section du voile

Situation accidentelle :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$  avec :  $\gamma_s = 1$

Situation accidentelle :  $\sigma_b = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = 21,25 \text{ MPa}$  avec :  $\gamma_s = 1$

❖ Section partiellement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

❖ Section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

#### B) Armatures horizontales :

- Exigences du RPA : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10∅**

La section des armatures horizontales doit être :  **$A_H > 0,15 \% \cdot B$**

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL :** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifié 99)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux:** (Art 7.7.4.3/RPA 2003)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit:

-Globalement dans la section du voile  $A_v$  et  $A_h \geq 0,15 \% \cdot B$

-Zone courante :  $A_v$  et  $A_h \geq 0,10 \% \cdot B$

### C) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

### D) Armatures minimales:

#### ❖ Section entièrement comprimée : (SEC)

(Art A.8.1,21/BAEL91 modifié 99)

$$\begin{cases} A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ 0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\% \end{cases}$$

#### ❖ Section partiellement comprimée : (SPC)

- **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2, 1/BAEL91 modifié 99)

$$\begin{cases} A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e} \\ A_{min} \geq 0,2\% \cdot B \end{cases}$$

#### ❖ Section entièrement tendue (SET) :

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

$$\begin{cases} A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e} \\ A_{min} \geq 0,15\% \cdot B \end{cases}$$

#### ➤ **Diamètre minimum:** (art A7-7-4.3/ RPA99 révisé 2003)

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

### E) Espacement : (Art 7.7.4.3/RPA99 révisé 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:  $s_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm})$   $s_t \leq 30 \text{ cm}$

### F) Potlets

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

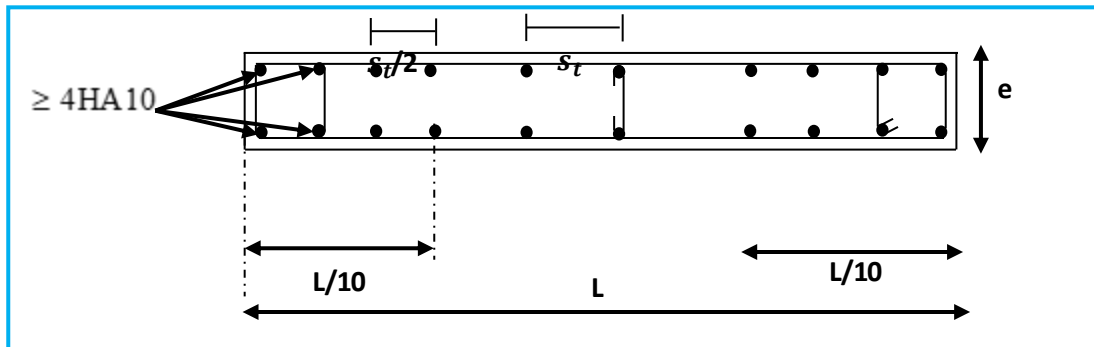


Figure VI.3.4 Disposition des armatures verticales dans les

### G) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à:

\* **40Ø** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible .

\* **20Ø** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### H) Armatures de coutures : (Art 7.7.4.3 RPA 99 révisé 2003)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \\ V = 1,4T \end{cases} \quad \text{Avec: } T : \text{Effort tranchant calculé au niveau considéré.}$$

### I) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

### VI.3.6 Vérifications :

#### A) Vérifications à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} N_s : \text{Effort normal appliqué} \\ B : \text{Section du béton} \\ A : \text{Section d'armatures adoptée.} \end{array} \right.$

### B) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA2003 (Art 7.7.2. RPA 99 révisé 2003)

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} b : \text{Epaisseur du linteau ou du voile.} \\ d : \text{Hauteur utile ( } d = 0,9 h \text{ )} \\ h : \text{Hauteur totale de la section brute.} \end{array} \right.$

D'après le BAEL91 modifié 99 (Art 5.1, 1)

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

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,3 \text{ MPa} \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

## VI.3.7 Exemple de calcul

### Ferrailage de voile longitudinal plein VL1 en Zone I

#### a. Caractéristiques géométriques :

Tableau VI.3.1 : Caractéristiques géométriques

L(m)	e(m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )
1.5	0,20	0,3	0,056

#### b. Sollicitations de calcul :

On calcule les efforts ( $N_i$  et  $N_{i+1}$ ) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 2666,67 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -6158,62 \text{ KN/m}^2$

#### c. Largeur de la zone comprimée « $L_c$ » et de la zone tendue « $L_t$ » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{2666,67}{2666,67 + 6158,62} \times 1,5 = 0,45 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1,5 - 0,45 = 1,05 \text{ m}$$

**d. Calcul « d » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d_1 \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{3,06}{2}; \frac{2}{3} \times 0,45\right) = \min(1,53; 0,3) = 0,3 \text{ m}$$

$$d_2 = L_t - d_1 = 1,05 - 0,3 = 0,75 \text{ m}$$

**Détermination de N :**

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-6158,62(1,05 - 0,3)}{1,05} = 4399,014 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-6158,62 + 4399,014}{2} \times 0,3 \times 0,20 = 316,729 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot (L_t - d) \cdot e = 4399,014 / 2 (1,05 - 0,3) \times 0,2 = 329,926 \text{ KN}$$

**e. Calcul des armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{316,729}{400 \times 10^{-1}} = 7,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{329,926}{400 \times 10^{-1}} = 8,24 \text{ cm}^2$$

**f. Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{0,3 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 1,5 \times 0,20\right)$$

$$A_{\min} = \max(3,15; 0,6) = 3,16 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section totale :

- $A_1 = A_{v1} = 7,91 \text{ cm}^2$
- $A_2 = A_{v2} = 8,24 \text{ cm}^2$

**Ferrailage adopté :**

Tableau VI.3.2: Ferrailage adopté.

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 <sup>er</sup> bande	$A_1 = 7,91 \text{ cm}^2$	$2 \times 3 \text{ HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2$	$S_t = 10 \text{ cm}$
2 <sup>eme</sup> bande	$A_2 = 8,24 \text{ cm}^2$	$2 \times 4 \text{ HA}12 = 9,04 \text{ cm}^2$	$S_t = 20 \text{ cm}$

**g. Armatures horizontales :**

- D'après le BAEL 99 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{9,21}{4} = 2,30 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA2003:  $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 150 = 4,5 \text{ cm}^2$

On prend :  $A_H = 4,5 \text{ cm}^2$ .

Soit :  $5 \text{ HA}12 = 5,56 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m de hauteur ; avec } S_H = 20 \text{ cm}$ .

**h. Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **4HA8 (2,01 cm<sup>2</sup>)** par m<sup>2</sup>.

**i. Les vérifications :**

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$  ..... **Condition vérifiée.**

$S_t = 20 \text{ cm}$  ..... **Condition vérifiée.**

$S_h = 20 \text{ cm}$ ..... **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{2269,09 \times 10^3}{0,3 \times 10^6 + 15 \times 9,23 \times 10^2} = 7,22 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{366157}{200 \times 0,9 \times 3060} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

- **D'après le BAEL 99 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{512,62 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,3 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0,93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

**NB :**

Dans notre cas, on ne prévoit pas la reprise du bétonnage, donc les armatures de coutures ne sont pas nécessaires

**Tableau VI.3.3 Ferraillage du voile longitudinal VL1**



Caractéristiques géométriques	zone		I	II	III
	H poutre (m)		0.35	0.35	0.35
	Hauteur étage (m)		3.06	3.06	3.06
	L (m)		1.50	1.50	1.50
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )		0.3	0.3	0.3
	He		3.060	3.060	3.060
	h		2.71	2.71	2.71
Calcul des sollicitations	T(kN)		366.157	227.114	133.18
	Nser (kN)		2269.09	1993.14	1036.36
	Vu (kN)		512.620	317.96	158.452
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		2666.66	1957.28	1240.33
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		6158.52	4609.14	2782.75
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400	400	400
	Lc		0.45	0.45	0.46
	lt		1.05	1.05	1.04
	d1		0.30	0.30	0.31
	d2= lt - d1		0.74	0.75	0.73
	$\sigma_1$		4380.747	3304.287	1955.863
	N1		318.46	235.88	146.09
	N2		326.19	249.41	142.63
armatures verticales	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )		7.96	5.90	3.65
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )		8.15	6.24	3.57
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		3.17	3.13	3.24
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		9.23	6.78	4.71
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		9.04	6.28	6.28
	Choix de A	Bande 1	2x3HA14	2x3HA12	2X3HA10
	Choix de A	Bande 2	2x4HA12	2X4HA10	2X4HA10
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH/nappe (cm <sup>2</sup> )		4.50	4.50	4.50
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		5.56	5.56	4.52
	choix de la section		5HA12	5HA12	4HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	Tb	0.66	0.60	0.587
	3.3Mpa	Tu	0.93	0.841	0.419
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	obc	7.230	6.426	3.341

Tableau VI.3.4 Ferrailage du voile longitudinal VL2

Caractéristiques géométriques	zone		I	II	III
	H poutre (m)		0.35	0.35	0.35
	Hauteur étage (m)		3.06	3.06	3.06
	L (m)		2.70	2.70	2.70
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )		0.54	0.54	0.54
	He		3.060	3.060	3.060
	h		2.71	2.71	2.71
Calcul des sollicitations	T(kN)		305.100	238.34	78.420
	Nser (kN)		970.04	760.80	369.78
	Vu (kN)		427.14	333.676	109.788
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		2848.810	2463.050	1547.290
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		6217.56	3765.100	3046.79
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400	400	400
	Lc		0.85	1.07	0.91
	Lt		1.85	1.63	1.79
	d1		0.57	0.71	0.61
	d2= Lt - d1		1.29	0.92	1.18
	$\sigma_1$		4318.353	2123.067	2015.263
	N1		595.90	419.15	306.88
	N2		555.35	195.40	238.69
armatures verticales	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )		14.90	10.48	7.67
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )		13.88	4.89	5.97
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		5.94	7.47	6.37
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		18.46	13.56	13.56
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		15.82	15.82	15.82
	Choix de A	Bande 1	2x6HA14	2x6HA12	2X6HA12
	Choix de A	Bande 2	2x7HA12	2X7HA12	2X7HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH/nappe (cm <sup>2</sup> )		8.10	8.10	8.10
	AH adopté		9.23	9.23	9.23
	choix de la section		6HA14	6HA14	6HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\bar{\epsilon}_b = 5\text{MPa}$	Tb	0.879	0.687	0.226
	3.3Mpa	Tu	0.628	0.490	0.161
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	1.709	1.340	0.660

Tableau VI.3.5 Ferrailage du voile transversal VT1

Caractéristiques géométriques	zone		I	II	III
	H poutre (m)		0.40	0.40	0.40
	Hauteur étage (m)		3.06	3.06	3.06
	L (m)		4.60	4.60	4.60
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )		0.92	0.92	0.92
	He		3.060	3.060	3.060
	h		2.66	2.66	2.66
Calcul des sollicitations	T(kN)		689.350	540.035	218.235
	Nser (kN)		2280.31	2173.34	856.10
	Vu (kN)		965.090	756.049	305.529
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		2401.92	1101.940	733.090
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		4971090	3056.230	1377.680
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400	400	400
	Lc		1.50	1.22	1.60
	lt		3.10	3.38	3.00
	d1		1.00	0.81	1.07
	d2= lt - d1		2.10	2.57	1.94
	$\sigma_1$		3369.810	2321.603	888.953
	N1		833.28	437.05	241.41
	N2		708.47	596.25	172.22
armatures verticales	Av1/bande (cm <sup>2</sup> )		20.83	10.93	6.04
	Av2/bande (cm <sup>2</sup> )		17.71	14.91	4.31
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		10.49	8.53	9.07
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		21.54	15.82	15.82
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		20.34	14.13	14.13
	Choix de A	Bande 1	2x7HA14	2x7HA12	2X7HA12
	Choix de A	Bande 2	2x9HA12	2X9HA10	2X9HA10
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		13.80	13.80	13.80
	AH adopté		13.84	13.84	13.84
	choix de la section		9HA14	9HA14	9HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		10	10	10
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	Tb	1.166	0.913	0.369
	3.3Mpa	Tu	0.833	0.652	0.264
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	obc	2.385	2.286	0.910

# Chapitre VII

## VII. Etude du mur plaque

### VII .1. Introduction :

Les murs de soutènement, sont des ouvrages en béton armé. Destinés à reprendre les Poussées des terres qui provoquent leur glissement.

Dans notre cas, un mur plaque simple est prévu pour retenir la totalité des poussées Des terres.

### VII .2. Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 2003 (Art 10.1.2)**, est de :  $e = 15 \text{ cm}$ .

Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 20 cm.

### VII .3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont données par le manuscrit de **M. BELAZOUGUI** « **CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME** » (en page 239)

- Poids volumique du sol :  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion :  $c = 0$
- Charge d'exploitation éventuelle :  $q = 10 \text{ kN/m}^2$
- Contrainte admissible du sol :  $\overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$
- 

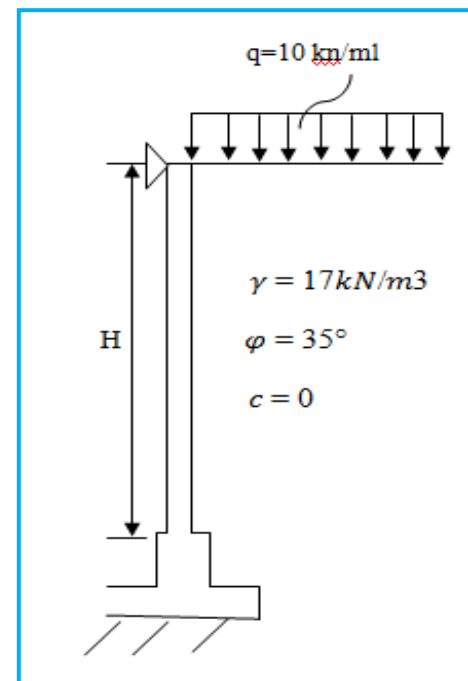


Figure VII.1 : Schéma statique du mur plaque du RDC

### VII .4. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$

Avec :

**$K_a$**  : coefficient de poussée des terres au repos.

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

Pour un sol horizontal (  $\beta = 0$  ) donc

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.27$$

#### VII.5. Calcul à l'ELU :

Calcul des contraintes :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_0 (1.35 \cdot \gamma \cdot h + 1.5 \cdot q)$$

Pour :

$$h=0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0.27 \times 1.5 \times 10 = 4.05 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4,08 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (1.35 \times 17 \times 4,08 + 1.5 \times 10) 0.27 = 29,33 \text{ KN/m}^2$$

#### VII .6. Calcul à l'ELS :

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_0 (\gamma \cdot h + q)$$

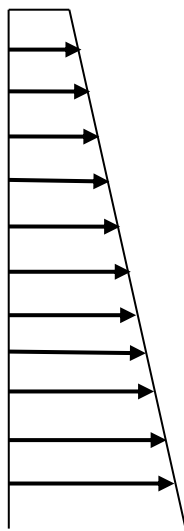
Pour :

$$h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 0.27 \times 10 = 2,7 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4,08 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (17 \times 4,08 + 10) 0.27 = 21,42 \text{ KN/m}^2$$

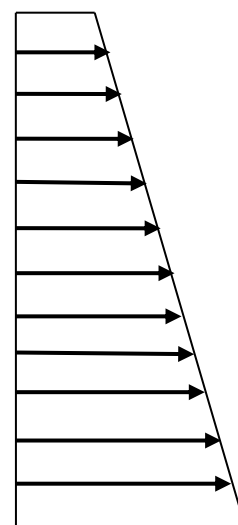
#### VII .6.1 Diagramme des contraintes :

$$\sigma_h 4.05 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_h = 29,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_h = 2.7 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_h = 21,42 \text{ KN/m}^2$$

#### VII .7. Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

$$\text{ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 29,33 + 4,05}{4} = 23,01 \text{ KN/m}^2; P_u = 23,01 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 21,42 + 2,7}{4} = 16,74 \text{ KN/m}^2; P_s = 16,74 \text{ KN/m}^2$$

### VII.8. calcul du moment sollicitant :

#### a. Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé (a l'aide de l'ouvrage aide-mémoire DUNOD) comme un panneau simplement appuyé sur 3 cotés et encastree a sa base, aux dimensions  $b = 4,08 \text{ m}$ ,  $a = 4 \text{ m}$ .

$$a < b \text{ donc } \frac{b}{a} = \frac{4,08}{4} = 1,02$$

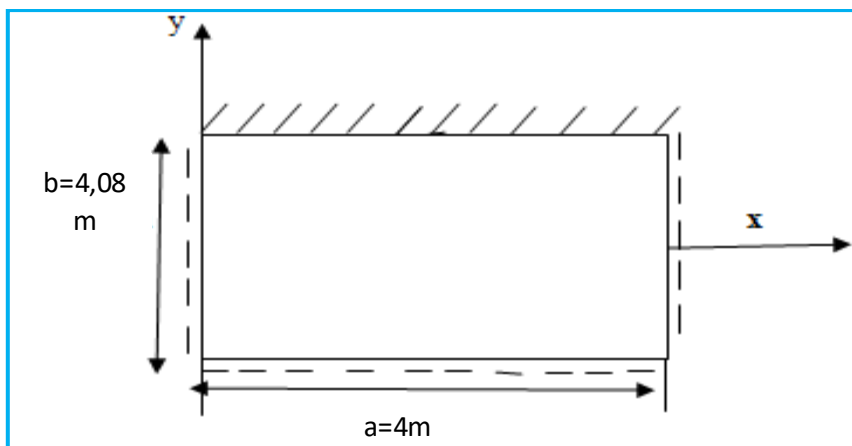


Figure VII.4 : plaque rectangulaire uniformément chargée, un coté encastré, les trois autres simplement appuyés

On tire du [tableau 14 page 204 (formulaire des plaques rectangulaires) d'aide mémoire DUNOD] les coefficients suivant :

$$\beta = -0,084$$

$$\beta_1 = 0,034$$

$$\beta_2 = 0,039$$

#### b. Calcul du moment sollicitant :

##### ➤ Calcul à l'ELU :

$$M_x = \beta_1 \times P_u \times a^2$$

$$= 0,034 \times 23,01 \times (4)^2$$

$$M_x = 12,517 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \beta \times P_u \times a^2$$

$$= -0,084 \times 23,01 \times (4)^2$$

$$M_y = -30,925 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

$$M_x = \beta_1 \times P_s \times a^2$$

$$= 0,034 \times 16,74 \times (4)^2$$

$$M_x = 9,106 \text{ KN.m}$$

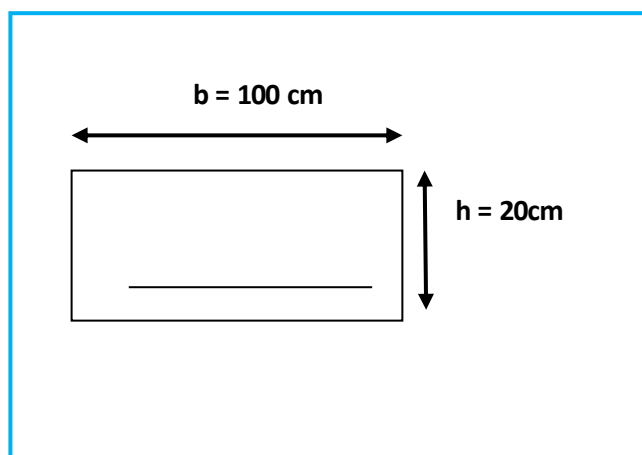
$$M_y = \beta \times P_s \times a^2$$

$$= -0,084 \times 16,74 \times (4)^2$$

$$M_y = -22,498 \text{ KN.m}$$

**c. Calcul du ferrailage :**

le ferrailage se fera pour une bande de 1m



Le ferrailage se sera avec le logiciel ≤ SOCOTEC ≥

**Tableau VII.1: Ferrailage du mur plaque**

Sens	$M_u$ (KN.m)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	espacement (cm)
xx	12,517	2,15	4HA10 = 3,14	2	25
yy	30,925	5,45	5HA12 = 5.65	2	20

**VII .9. Recommandations du RPA 99 version 2003 :**

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- $A_{adoptée} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m<sup>2</sup> en HA8

**VII .10. Vérification à l'ELS :**

**a. Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$



On peut se dispenser de cette vérification si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Sens x - x :**

$$\gamma = \frac{12,517}{9,106} = 1.38 \text{ et } \mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12517000}{1000 \times 170^2 \times 14,2} = 0,030$$

Du tableau  $\mu = 0.030 \rightarrow \alpha = 0.0381$

$$\alpha = 0.0381 < \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

Donc la condition est vérifiée.

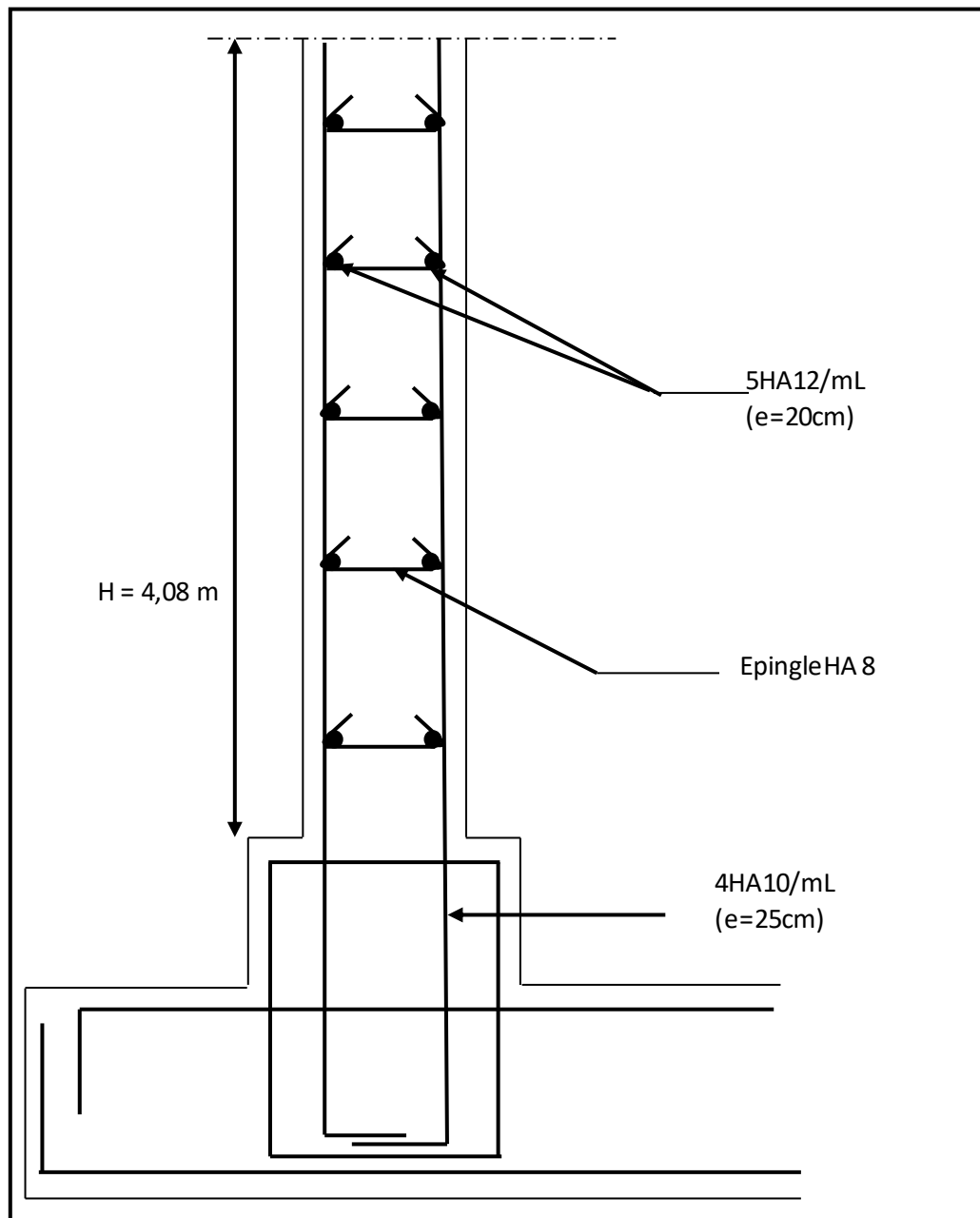
➤ **Sens Y - Y :**

$$\gamma = \frac{30,925}{22,498} = 1.38 \text{ et } \mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30925000}{1000 \times 170^2 \times 14,2} = 0,075$$

$\mu = 0.075 \rightarrow \alpha = 0.0989$

$$\alpha = 0.0989 < \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

Donc la condition est vérifiée.



# Chapitre VIII

## VIII. Etude de l'infrastructure

### VIII.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ❖ Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol}$ ).
- ❖ Charges qui leurs sont transmises.
- ❖ Distance entre axes des poteaux.
- ❖ Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$  (ELU).
  - $G + Q \pm E$
  - $0.8G \pm E$
- (Article 10.1.4.1 du RPA 2003)

### VIII.2. Choix du type de fondations

#### VIII.2.1. Semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

- ❖  $N_{s,max}$  : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS)

$S$  : Surface d'appui de la semelle ( $S=A \times B$ ).

- ❖  $\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier. qui est égale à 2 bars.
- **Homothétie des dimensions**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 = \frac{A}{B}. \text{ Donc : } A = B.$$

D'où :

$$B^2 \geq \frac{N_{s.\max}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_{s.\max}}{\sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{1053.72}{200}} = 2.29 \text{ m.}$$

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, il ya lieu donc d'opter pour des semelles filantes

### VIII.2.2. Semelles filantes

#### a. Semelles filantes sous voiles « S<sub>1</sub> »

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s.\max}}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_{s.\max}}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

« L » étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

D'où :

Tableau VIII.1 semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	N <sub>s</sub> [KN]	L [m]	B [m]	Surface [m <sup>2</sup> ] (S= B x L)
VL1	1140.78	1.5	3.8	5.70
VL2	1140.19	1.5	3.81	5.71
VL3	1421.34	1.5	4.73	7.10
VL4	1428.68	1.5	4.76	7.14
VL5	2208.83	2.7	4.09	12.04
S <sub>1totale</sub>				36.69

Tableau VIII.2 : semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	N <sub>s</sub> [KN]	L [m]	B [m]	Surface [m <sup>2</sup> ] (S= B x L)
--------	------------------------	----------	----------	---

<b>VT1</b>	2385,97	4.6	2,59	11,92
<b>VT2</b>	2980,73	4.6	2,60	11,96
<b>S<sub>1</sub>totale</b>				<b>23,88</b>

$S_v = \sum S_i = 60,57 \text{ m}^2$  Avec : SV : Surface totale des semelles filantes sous voiles

#### b. Semelles sous poteaux « S<sub>2</sub> »

##### ➤ Etapes de calcul

Déterminer la résultante des charges « R » ( $R = \sum N_i$ ),

Puis la coordonnée de cette résultante « e » ( $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$ ,  $e_i$  est la distance entre le CDG de la structure et le point d'application de la charge  $N_i$ ),

Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

. Si  $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

. Si  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

**Tableau VIII.3 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.**

<b>e<sub>i</sub></b> <b>[m]</b>	<b>N<sub>i</sub></b> <b>[KN]</b>	<b>N<sub>i</sub> · e<sub>i</sub></b> <b>[KN.m]</b>	<b>M<sub>i</sub></b> <b>[KN.m]</b>
<b>4,30</b>	505,21	2172,403	9,372
<b>2,30</b>	1047,38	2408,974	3,227
<b>-2,30</b>	1014,15	-2332,545	-12,688
<b>-4,50</b>	693,94	-3122,73	2,119
<b>Somme</b>	3260,68	-873,898	2,03

D'où :

$$e = \frac{-873,898 + 2,03}{3260,68} = -0,26 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{13,40}{6} = 2,23 \text{ m.}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{N_s \left(1 + \frac{3e}{L}\right)}{\sigma_{sol} L} ; \text{ Avec : } N_s = \sum N_{si} \cdot \text{D'où :}$$

$$B \geq \frac{3260,68x(1 + \frac{3 \cdot x(-0,26)}{13,40})}{200 \times 13,40} = 1.15 \text{ m.}$$

**Donc :**

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_{2\text{totale}} = 6(B \times L) = 6 \times (1.15 \times 13,40) = 92,46 \text{ m}^2.$$

### c. Surface totale des semelles filantes

$S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 = 60,57 + 92,46 = 153,03 \text{ m}^2 = 59,8\%$  de la surface totale de la structure ( $255,94 \text{ m}^2$ ).

$$S_{\text{S. filantes}} > 50\% S_{\text{Bâtiment}}$$

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

### VIII.2.3. Radier général

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

#### VIII.2.3.1. Pré-dimensionnement

##### ❖ Epaisseur de la dalle du radier « $h_r$ »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :  $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{460}{20} = 23 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm.}$

##### ❖ Epaisseur des nervures « $h_n$ »

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\cdot \quad \frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{460}{8} = 57,5 \text{ cm} \leq h_n \leq \frac{460}{5} = 92 \text{ cm.}$$

$$\cdot \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} \text{ (Condition de la longueur élastique).}$$

**Où :**

- .  $L_e$  : Longueur élastique.
- .  $L_{\max}$  : Distance entre axes maximale des poteaux.
- .  $E_v$  : Module de déformation longitudinale déferée ( $E = 10818,86 \text{ MPA}$ ).
- .  $b$  : Largeur de la nervure du radier.

. I : Inertie de la section du radier ( $I = \frac{b h^3}{12}$ ).

. K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ( $K = 40 \text{ MPA}$ ).

**Donc :**

$$h_n^3 \geq \frac{3K}{E} \frac{(2)^4}{\pi^4} \cdot (L_{\max})^4 \Rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot (L_{\max})^4 \cdot K}{E \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot (460)^4 \cdot 40}{1081886 \cdot (3.14)^4}} = 93.5 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 100 \text{ cm}.$$

#### ❖ Largeur des nervures « $b_n$ »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 = 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 45 \text{ cm}.$$

#### ❖ Epaisseur de la dalle flottante « $h_d$ »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow \frac{460}{50} = 9.2 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{460}{40} = 11.5 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 10 \text{ cm}.$$

#### Conclusion

Les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

**Hauteur des nervures :**  $h_n = 100 \text{ cm}$ .

**Largeur des nervures :**  $b_n = 45 \text{ cm}$ .

**Hauteur de la dalle du radier :**  $h_r = 30 \text{ cm}$ .

**Hauteur de la dalle flottante :**  $h_d = 10 \text{ cm}$ .

**Enrobage :**  $c = 3 \text{ cm}$  (Article **A.7.1 du BAEL 99**).

#### VIII.2.3.2. Détermination de la surface du radier

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Où  $N_s$  est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure tel que :  $N_s = G_{ss} + Q_{ss}$ .

Du logiciel ETABS :  $G_{ss} = 16952.83 \text{ KN}$  et  $Q_{ss} = 3731.91 \text{ KN}$ . Donc :  **$N_s = 20684.74 \text{ KN}$** .

**D'où :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{20684.74}{200} = 103.42 \text{ m}^2.$$



$$S_{\text{radier}} = 103.42 \text{ m}^2 < S_{\text{bâtiment}} = 255,94 \text{ m}^2.$$

Donc, la surface du radier est égale à celle de la structure (255,94 m<sup>2</sup>) à laquelle il faut ajouter un débord minimal calculé comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max \left( \frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}.$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = S_{\text{bâtiment}} + (P_{\text{bâtiment}} \cdot L_{\text{débord}}) = 255,94 + [(19.10+13.40) \times 2 \times 0.5] = \mathbf{288,4 \text{ m}^2}.$$

### VIII.2.3.3. Détermination des sollicitations à la base du radier

#### · Poids propre du radier « $G_{\text{radier}}$ »

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- . Poids propre de la dalle du radier «  $G_1$  ».
- . Poids propre des nervures «  $G_2$  ».
- . Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) «  $G_3$  ».
- . Poids propre de la dalle flottante «  $G_4$  ».

**Tableau VIII.4 : Détermination du poids propre du radier.**

Eléments	Opérations	Applications numériques	Résultat [KN]
<b>G<sub>1</sub></b>	$[S_{\text{radier}} \times h_r] \times \rho_{\text{béton}}$	$288,4 \times 0.3 \times 25$	2163
<b>G<sub>2</sub></b>	$[b_n \times (h_n - h_r) \times L_{\text{nervures}}] \times \rho_{\text{béton}}$	$[0.45 \times (1 - 0.3) \times 168,2] \times 25$	1324,575
<b>G<sub>3</sub></b>	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times (h_n - h_r)] \times \rho_{\text{remblai}}$	$[(288,4 - 67,28) \times (1 - 0.3)] \times 17$	2631,328

<b>G<sub>4</sub></b>	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times h_d] \times \rho_{\text{béton}}$	$[(288,4 - 67,28) \times 0,1] \times 25$	552,8
<b>G<sub>radier</sub></b>	$\sum G_1 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$	$2163 + 1324,575 + 2631,328 + 552,8$	6671,703

#### ❖ Surcharges d'exploitation du radier

$$Q_{\text{radier}} = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{radier}} = 5 \times 288,4 = 1442 \text{ KN.}$$

#### ❖ Charges et surcharges totales de la structure

$$G_{\text{total}} = G_{\text{ss}} + G_{\text{radier}} = 16952,83 + 6671,703 = 23624,533 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{ss}} + Q_{\text{radier}} = 3731,91 + 1442 = 5173,91 \text{ KN}$$

#### ❖ Combinaisons d'actions

$$\text{. À l'ELU : } N_U = 1,35G_{\text{total}} + 1,5Q_{\text{total}} = 1,35 \times 23624,533 + 1,5 \times 5173,91 = 39653,984 \text{ KN.}$$

$$\text{. À l'ELS : } N_S = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 23624,533 + 5173,91 = 28798,443 \text{ KN.}$$

#### VIII.2.3.4. Vérifications

##### a. Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\} = 2,5 \text{ MPA}$$

Avec :

$$\text{. } V_{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_U \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{39653,984 \times 1}{288,4} \times \frac{4,60}{2} = 316,24 \text{ KN.}$$

. b = 100 cm ; d = 0,9h<sub>r</sub> = 0,9 × 30 = 27 cm. Donc :

$$\tau_u = \frac{316,24 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,17 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

##### b. Poinçonnement (BAEL 99 / Art A.5.2,42)

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

- .  $Q_u$  : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).
- .  $h$  : L'épaisseur totale des nervures ( $h=1m$ ).
- .  $U_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

#### ❖ Sous poteau

$$U_c = 2[U+V] = 2x[u+v+2h] = 2x[0.45+0.45+2x1] = 4.405 \text{ m}$$

#### ❖ Sous voile

$$U_c = 2[U+V] = 2x[u+v+2h] = 2x[0.2+4.60+2x1] = 13.6 \text{ m}$$

Donc :

#### ❖ Sous poteau

$$N_u = 1450.18 \text{ KN} < 0.045 \times 4.405 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 3303.75 \text{ KN. La condition est vérifiée.}$$

#### ❖ Sous voile

$$N_u = 1974.95 \text{ KN} < 0.045 \times 13.6 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 10200 \text{ KN. La condition est vérifiée.}$$

#### c. Stabilité au renversement (Art 10.1.5 du RPA 2003)

- d. Selon l'article, il faut vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ .

##### · Sens X-X

$$e = \frac{25587,62}{28651,268} = 0,89 \text{ m} < \frac{19.10}{4} = 4.775 \text{ m.}$$

##### · Sens Y-Y

$$e = \frac{26016,618}{28651,268} = 0,90 \text{ m} < \frac{13.40}{4} = 3.35 \text{ m.}$$

La condition est vérifiée dans les deux sens, il n'y a donc pas de risque de renversement.

#### e. Contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol.}}$$

Où :

$$\sigma_{(\min ; \max)} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Avec :

- .  $\sigma_{\min}$  et  $\sigma_{\max}$  : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.
- .  $N$  : Effort normal dû aux charges verticales.
- .  $S_{\text{radier}}$  : Surface totale du radier.
- .  $M$  : Moments sismiques à la base dans les deux sens X-X et Y-Y (Déduit d'ETABS).
- .  $V$  : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier (Déduite d'AutoCAD).
- .  $I$  : Moment d'inertie suivant le sens considéré (Déduit d'AutoCAD).

On a

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

- $M_0$  : Moment sismique à la base de la structure
- $h$  : profondeur de l'infrastructure
- $T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure

Calcul du centre de gravité du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = \frac{13,40 \times 19,15 \times \frac{19,15}{2}}{13,40 \times 19,15} = 9,575 \text{ m} \\ Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = \frac{13,40 \times 19,15 \times \frac{13,40}{2}}{13,40 \times 19,15} = 6,7 \text{ m} \end{array} \right.$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{19,15 \times 13,40^3}{12} = 3839,740 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{13,40 \times 19,15^3}{12} = 7842,055 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

▪ Calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 24104,31 \text{ KN.m} \text{ et } T_{0x} = 1483,31 \text{ KN} \quad ; (\text{ETABS}) \\ M_{0y} = 24503,468 \text{ KN.m} \text{ et } T_{0y} = 1513,15 \text{ KN} \quad ; (\text{ETABS}) \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} M_{xx} = M_{0x} + T_{0x} h_n = 24104,31 + (1483,31 \times 1) = 25587,62 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = M_{0y} + T_{0y} h_n = 24503,468 + (1513,15 \times 1) = 26016,618 \text{ KN.m} \end{cases}$$

⇒ **Sens longitudinal (X-X):**

$$\text{ELU : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{39653,984}{288,4} + \frac{25587,62}{3839,740} \times 6,7 = 182,144 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{39653,984}{288,4} - \frac{25587,62}{3839,740} \times 6,7 = 92,848 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 182,144 + 92,848}{4} = 159,82 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{28651,268}{288,4} + \frac{25587,62}{3839,740} \times 6,7 = 143,99 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{28651,268}{288,4} - \frac{25587,62}{3839,740} \times 6,7 = 54,697 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 143,99 + 54,697}{4} = 121,66 \text{ KN/m}^2$$

⇒ **Sens transversal (Y-Y):**

$$\text{ELU : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{YY}} X_G = \frac{39653,984}{288,4} + \frac{26016,618}{7842,055} \times 9,757 = 169,86 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{YY}} X_G = \frac{39653,984}{288,4} - \frac{26016,618}{7842,055} \times 9,757 = 105,12 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 169,86 + 105,12}{4} = 153,675 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{YY}} X_G = \frac{28651,26}{288,4} + \frac{26016,618}{7842,055} \times 9,757 = 131,71 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{YY}} X_G = \frac{28651,268}{288,4} - \frac{26016,618}{7842,055} \times 9,757 = 66,975 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 131,71 + 66,975}{4} = 115,526 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Vérification de la condition de résistance :**

➤ **Sens longitudinal :**

$$\begin{cases} \text{ELU : } \sigma_m = 159,82 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 & \Longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \text{ELS : } \sigma_m = 121,66 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 & \Longrightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

▪ **Sens transversal:**

Condition vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } \sigma_m = 153,675 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS : } \sigma_m = 115,526 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### f. 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 (P = 17699.24 KN).
- .  $F_s$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $F_s = 1,5$ ).
- .  $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ ).
- . h : Profondeur de l'infrastructure (h = 1 m).
- . S : Surface du radier (S = 288,4 m<sup>2</sup>).

**Donc :**

$$P = 17699.24 \text{ KN} > 1.5 \times 1 \times 288,4 \times 10 = 4326 \text{ KN}.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

## VIII.3. Ferrailage du radier

### VIII.3.1. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier est calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ouvrage

#### Dimensions du panneau le plus sollicité

$$l_x = L_x - b_n = 4 - 0,45 = 3,55 \text{ m}.$$

$$\text{D'où : } 0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.85 \leq 1. \text{ Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$l_y = L_y - b_n = 4,60 - 0,45 = 4,15 \text{ m}.$$

- . **Moments «  $M_x$  » et «  $M_y$  » agissant sur le panneau**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

$$\text{Sens } l_x \text{ (Petite portée) : } M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

. Sens  $I_y$  (Grande portée) :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Où :

.  $\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 99 en fonction du rapport  $\alpha = \rho = \frac{I_x}{I_y}$ , donc :

. Pour  $\frac{I_x}{I_y} = 0.85$  :  $\mu_x = 0.051$  et  $\mu_y = 0.685$

.  $p$  : Contrainte maximale à laquelle il faut soustraire la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol d'assise. Donc :

$$\text{Donc : } \begin{cases} \text{A l'ELU} : q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 153,675 - \frac{6671,703}{288,4} = 130,541 \text{ KN/ml} \\ \text{A l'ELS} : q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 115,526 - \frac{6671,703}{288,4} = 92,392 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

. À l'ELU

$$. M_{xu} = [\mu_x \cdot p_u \cdot l_x^2] \cdot 1\text{ml} = [0.051 \times 130,541 \times 3.55^2] \cdot 1\text{ml} = 83,902 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{yu} = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1\text{ml} = [0.685 \times 83,902] \cdot 1\text{ml} = 57,472 \text{ KN.m.}$$

. À l'ELS

$$. M_{xs} = [\mu_x \cdot p_s \cdot l_x^2] \cdot 1\text{ml} = [0.051 \times 92,392 \times 3.55^2] \cdot 1\text{ml} = 59,382 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{ys} = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1\text{ml} = [0.685 \times 59,382] \cdot 1\text{ml} = 40,677 \text{ KN.m.}$$

. 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, de (-0.5) aux appuis intermédiaires et de (-0.3) aux appuis de rives. Donc :

. À l'ELU

. En travée

$$. M_x^t = 0.85 \times 83,902 = 71,316 \text{ KN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 57,472 = 48,851 \text{ KN.m.}$$

. Aux appuis

$$. M_x^a = -0.5 \times 83,902 = -41,951 \text{ KN.m.}$$

$$. M_2^a_x = -0.3 \times 83,902 = -25,17 \text{ KN.m.}$$

$$. M_1^a_y = -0.5 \times 57,472 = -28,736 \text{ KN.m.}$$

$$. M_2^a_y = -0.3 \times 57,472 = -17,241 \text{ KN.m.}$$

· **À l'ELS**

· **En travée**

$$. M_x^t = 0.85 \times 59,382 = 50,474 \text{ KN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 40,677 = 34,575 \text{ KN.m.}$$

· **Aux appuis**

$$. M_1^a_x = -0.5 \times 59,382 = -29,691 \text{ KN.m.}$$

$$. M_2^a_x = -0.3 \times 59,382 = -17,814 \text{ KN.m.}$$

$$. M_1^a_y = -0.5 \times 40,677 = -20,338 \text{ KN.m.}$$

$$. M_2^a_y = -0.3 \times 40,677 = -12,203 \text{ KN.m.}$$

· **Calcul des armatures**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.5 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.**

Zone	Sens	M <sub>u</sub> [KN.m]	A [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]		S <sub>t</sub> [cm]
<b>En travée</b>	<b>x-x</b>	71,316	7,88	6HA 16	12,06	15
	<b>y-y</b>	48,851	5,33	6HA 14	9,24	15
<b>Aux appuis</b>	<b>x-x</b>	-41,951	4,56	6HA 12	6,78	15
	<b>y-y</b>	-28,731	3,1	6HA 12	6,78	15

### VIII.3.2. Vérifications à l'ELU

#### a. Condition de non-fragilité (BAEL 99 / Art B.7.4)



$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_o$$

**Avec :**

.  $\rho_x$  et  $\rho_y$  : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

.  $\rho_o$  : Rapport du volume des aciers à celui du béton.  $\rho_o = 0.0008$  pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

· **Sens x-x**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.85}{2} \times (100 \times 30) \Rightarrow A_{x,\min} = 3.06 \text{ cm}^2.$$

$$A_x = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 3.06 \text{ cm}^2. \text{ La condition est vérifiée.}$$

· **Sens y-y**

$$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_o \Rightarrow A_y \geq \rho_o (b.h) = 0.0008 \times (100 \times 30) \Rightarrow A_{y,\min} = 2.40 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 2.40 \text{ cm}^2. \text{ La condition est vérifiée.1}$$

### b. Diamètre maximal des barres (BAEL 99 / 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 :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm.}$$

$$\phi_{\text{adopté}} = 16 \text{ mm} < 30 \text{ mm. La condition est vérifiée.}$$

### c. Espacements des barres (BAEL 99/ Art A.8.2, 42)

Pour des charges réparties seulement :

. **Direction (x-x)** :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

. **Direction (y-y)** :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

## VIII.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

### a. Contraintes dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

### b. Contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où :  $K_1$  et  $\beta_1$  sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de  $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$ .

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

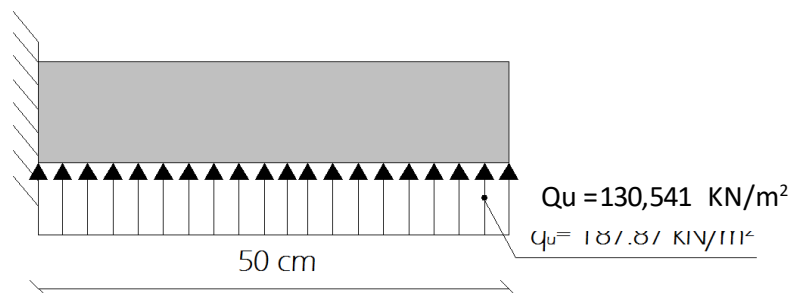
**Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.**

Zone	Sens	$M_s$ [KN.m]	$A$ [cm <sup>2</sup> ]	P	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ [MPa]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs.
En travée	x-x	50,474	12,06	0.446	0.898	34,02	172,61	5,07	201,6 3	15	C.V
	y-y	34,575	9.24	0.342	0.909	39.95	152,46	3,81			C.V
Aux appuis	x-x	-29,691	6,79	0.251	0.920	47,50	176,03	3,70			C.V
	y-y	-20,338	6,79	0.251	0.920	47,50	120,58	2,53			C.V

### VIII.3.4. Ferrailage du débord

le calcul se fait à l'aide de l'ouvrage (aide-mémoire DUNOD) en considérant le débord comme un panneau de dalle encastré sur trois cotés et libre d'un seul coté

**Figure VIII.1 : Schéma statique de calcul du débord du radier.**



### Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement)

$$M_u = - \frac{q_u l^2}{2} = - \frac{130,541 \times 0.5^2}{2} = - 16,317 \text{ KN.m.}$$

### Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,317 \cdot 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,015 < \mu_l = 0,392.$$

À partir des abaques,  $\mu = 0,015$  :  $\beta = 0,992$ .

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16,317 \cdot 10^3}{0,992 \cdot 27 \cdot 348} = 1,75 \text{ cm}^2.$$

#### · Remarque

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

#### VIII.3.5. Ferrailage des nervures

. Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.

. Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens ( $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0,85 \leq 1$ ), donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

. Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.  
 . Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.  
 . Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants), **M. BELAZOUGUI** propose dans son manuscrit « **CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME** » [en page 174 une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (Largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal tel que :

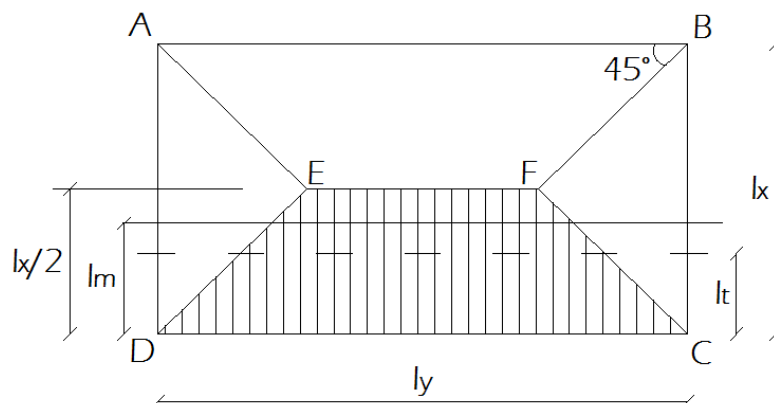
$$q_m = q \cdot l_m$$

$$q_t = q \cdot l_t$$

**Avec :**

- .  $q_m$  : Charges permettant le calcul des moments fléchissant.
- .  $q_t$  : Charges permettant le calcul des efforts tranchants.
- .  $q$  : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs  $l_m$  et  $l_t$  sont déterminées comme suit :



#### · Cas des charges trapézoïdales

- **Moment fléchissant :**  $l_m = l_x \cdot (0,5 - \rho_x^2 / 6)$ .
- **Effort tranchant :**  $l_t = l_x \cdot (0,5 - \rho_x / 4)$ .

#### • Cas des charges triangulaires

- **Moment fléchissant :**  $l_m = 0,333 \cdot l_x$ .
- **Effort tranchant :**  $l_t = 0,25 \cdot l_x$ .

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

#### • Détermination des sollicitations

##### a. Sens des petites portées (Charges triangulaires)

Tableau VIII.7 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées.

				ELU			ELS	
Travées	$l_x$ [m]	$l_m$ [m]	$l_t$ [m]	$q_u$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_{mu}$ [KN/ml]	$q_{tu}$ [KN/ml]	$q_s$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_{ms}$ [KN/ml]
A-B	3,55	1.18	0.9	130,541	154,038	117,486	92,392	109,022
B-C	3,55	1.18	0.9	130,541	154,038	117,486	92,392	109,022
C-D	2,25	0.75	0.575	130,541	97,90	75,061	92,392	69,294
D-E	3,55	1.18	0.9	130,541	154,038	117,486	92,392	109,022
E-F	3,55	1.18	0.9	130,541	154,038	117,486	92,392	109,022

##### b. Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales)

Tableau VIII.8 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées.

					ELU			ELS	
Travées	$l_x$ [m]	$l_m$ [m]	$l_t$ [m]	$\rho_x$	$q_u$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_{mu}$ [KN/ml]	$q_{tu}$ [KN/ml]	$q_s$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_{ms}$ [KN/ml]
A-B	3,55	1,295	0.976	0.90	130,541	169,05	127,408	92,392	119,647
B-C	3,55	1,347	1,026	0.85	130,541	175,838	133,935	92,392	124,452
C-D	3,55	1,18	0.88	1	130,541	154,038	114,876	92,392	109,022

Remarque

Les charges  $q_{mu}$ ,  $q_{tu}$  et  $q_{ms}$  agissant sur les nervures trouvées dans les tableaux ci-dessus sont celles engendrées par un seul panneau. Étant donné que les nervures les plus sollicitées sont les nervures intermédiaires (Du milieu), il faut multiplier ces charges ( $q_{mu}$ ,  $q_{tu}$  et  $q_{ms}$ ) par 2 (Car les panneaux ont les mêmes dimensions et le même chargement)

### Calcul des efforts internes

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

#### Sens des petites portées

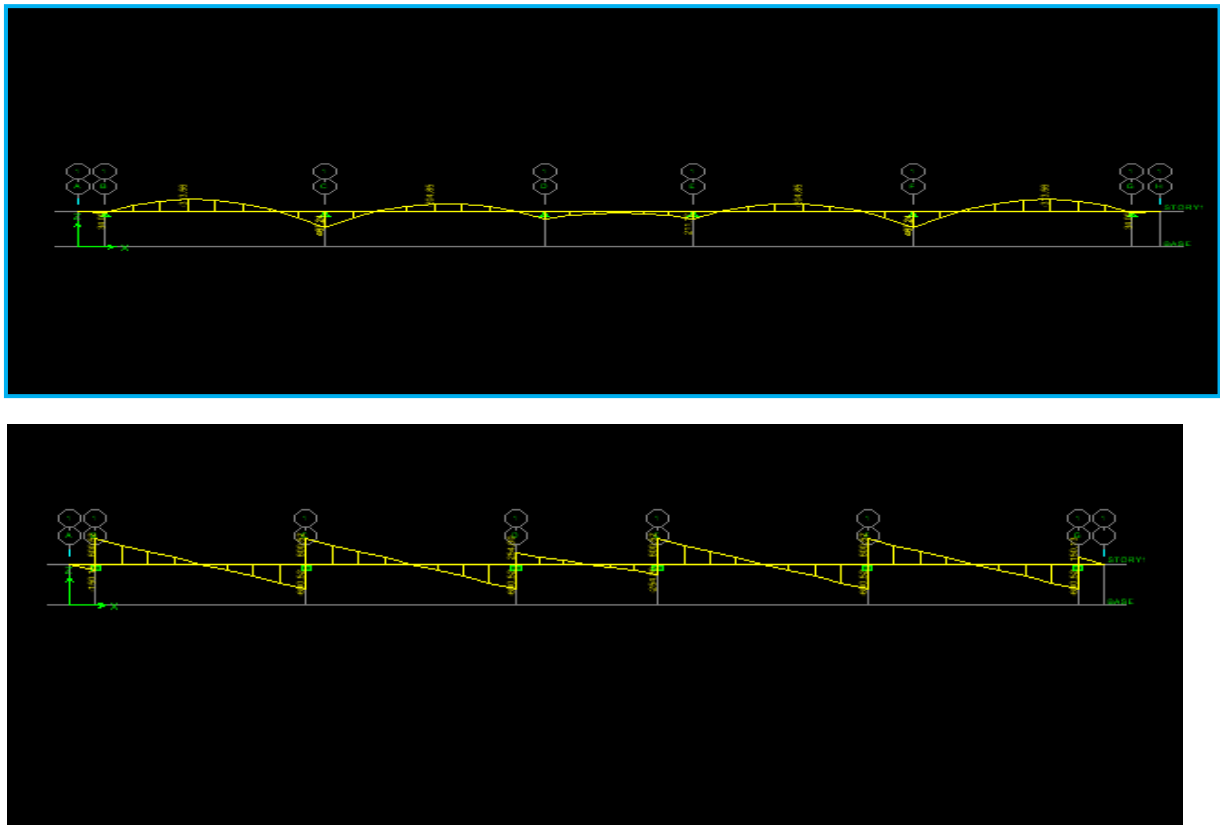


Figure VIII.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des petites portées).

#### Sens des grandes portées

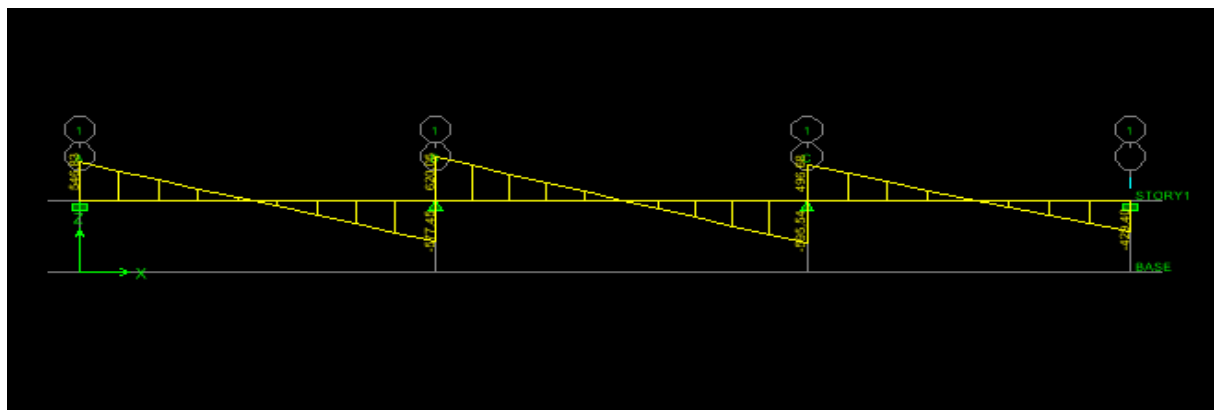
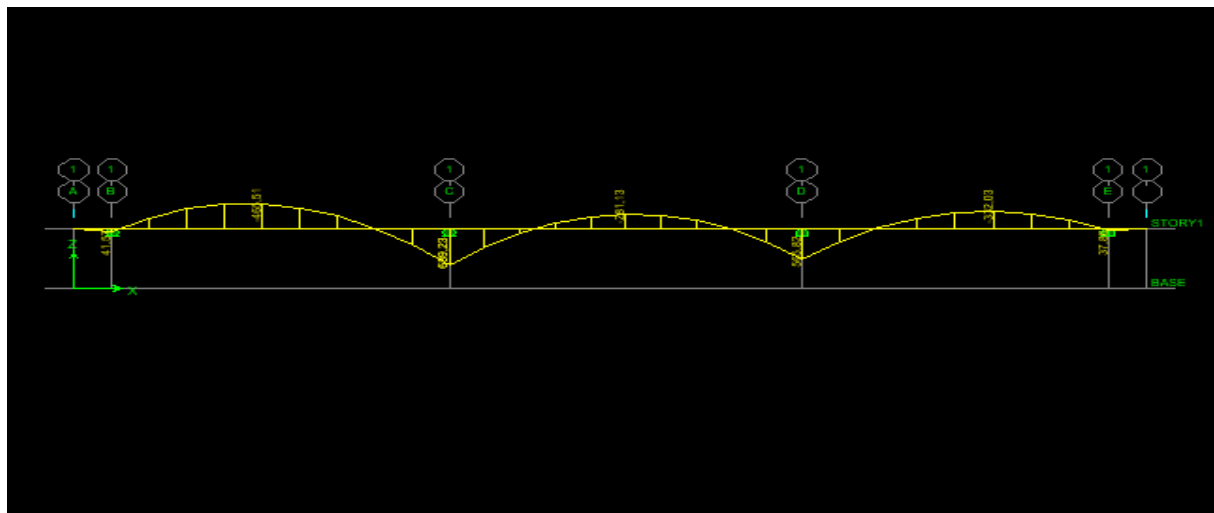


Figure VIII.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des grandes portées).

#### Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.9 : Résultats du calcul des armatures des nervures.

Sens	Zone	$M_{u \max}$ [KN.m]	A [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]
Petites portées	En travée	-313,56	9,56	4HA20 = 12,56
	Aux appuis	467,24	14,45	4HA20 + 4HA16 = 20,61
Grandes portées	En travée	-417,89	12,86	4HA20 + 4HA14 = 18,73
	Aux appuis	624,49	19,62	4HA20 + 4HA16 + 4HA14 = 26,77

#### VIII.3.6. Vérifications à l'ELU

##### a. Condition de non fragilité (BAEL 99 / Art A.4.2.1)

$$nA_{\min} \geq 0,23.b_0.d. \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23(45)(97) \frac{21}{400} = 5,27 \text{ cm}^2.$$

Toutes les sections d'armatures adoptées sont supérieures à  $A_{\min}$ . La condition est donc vérifiée.

### b. Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\} = 2.5 \text{ MPA}$$

#### · Sens des petites portées

$$\tau_u = \frac{499,31.10^3}{450 \times 970} = 1,27 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}.$$

#### · Sens des grandes portées

$$\tau_u = \frac{610,62.10^3}{450 \times 970} = 1,39 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

### c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99 / Art A.6.1 ,3)

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

·  $\psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

·  $\psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

·  $\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

#### · Sens des petites portées

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 20 = 251,2 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{499,31.10^3}{0,9 \times 970 \times 251,2} = 2,27 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}$$

#### · Sens des grandes portées

$$\cdot \Sigma \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 20 = 251,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{610,62 \cdot 10^3}{0,9 \times 970 \times 251,2} = 2,78 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$$

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

**d. Calcul des armatures transversales (BAEL99/ Art A.7.2,2)**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \varphi_t) = \min (2,86 ; 4,5 ; 2) = 2 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en  $\phi 10$

$$(A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2)$$

**e. Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2.2 du RPA 2003)**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2. \text{ La condition est vérifiée.}$$

**f. Espacement des armatures transversales**

**1. Article A.5.1,23 du BAEL 99**

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_o \cdot S} \geq \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 f_{tj})}{0,9 f_e} \Rightarrow S_t = \frac{0,9 \cdot f_e \cdot A_t}{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj}) \cdot b_o} = \frac{0,9 \cdot 3,14 \cdot 400}{1,15 \cdot (1,55 - 0,3 \cdot 2,1) \cdot 45} = 19,33 \text{ cm.}$$

**2. Article 7.5.2.2 du RPA 2003**

**· Zone nodale**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\varphi) = \min (25 ; 24) = 24 \text{ cm.}$$

**Donc :**

$$S_{t \max} = \min (19,33 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}) = 19,33 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

**· Zone courante**

$$S_t \leq h/2 = 100/2 = 50 \text{ cm.}$$

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

**g. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 99 / Art A.5.1 ,22)**

$$S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (78,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$



$S_{t \text{ max adopté}} = 20 \text{ cm} < S_t^{\text{max}} = 40 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

#### h. Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poutres (nervures) est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 2003 en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec :

.  $l'$  : Longueur de la zone nodale.

.  $h$  : Hauteur de la poutre.

D'où :

$$l' = 2 \times 100 = 200 \text{ cm}.$$

#### i. Armatures de peau (BAEL 99 / Art A.8.3)

« 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  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. ». D'où :

$$A_{\text{peau}} = 2HA 14 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

### VIII.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

#### Sens des petites portées

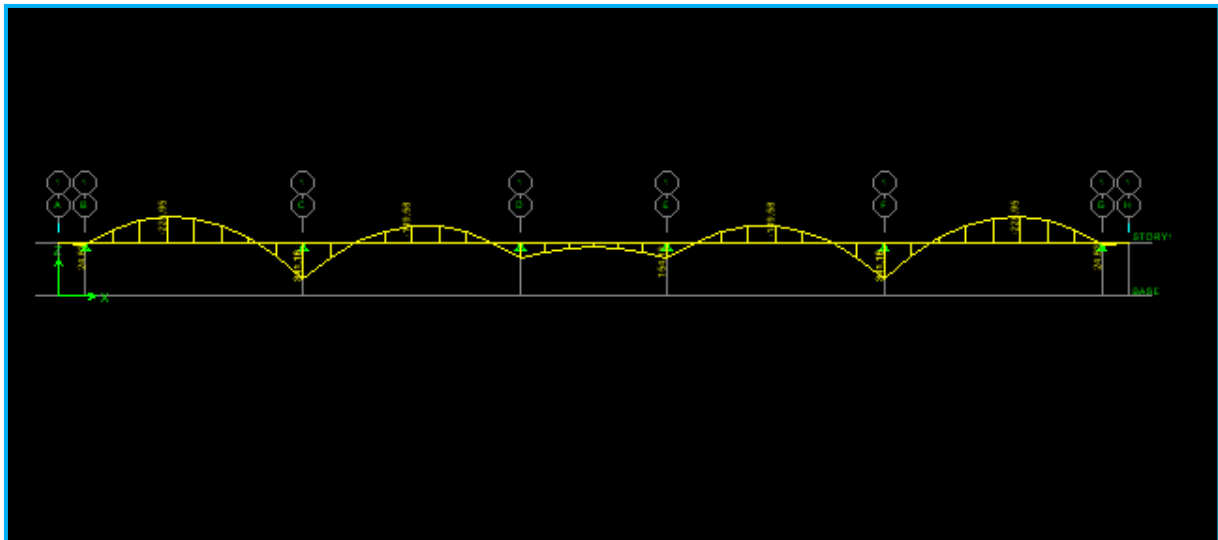
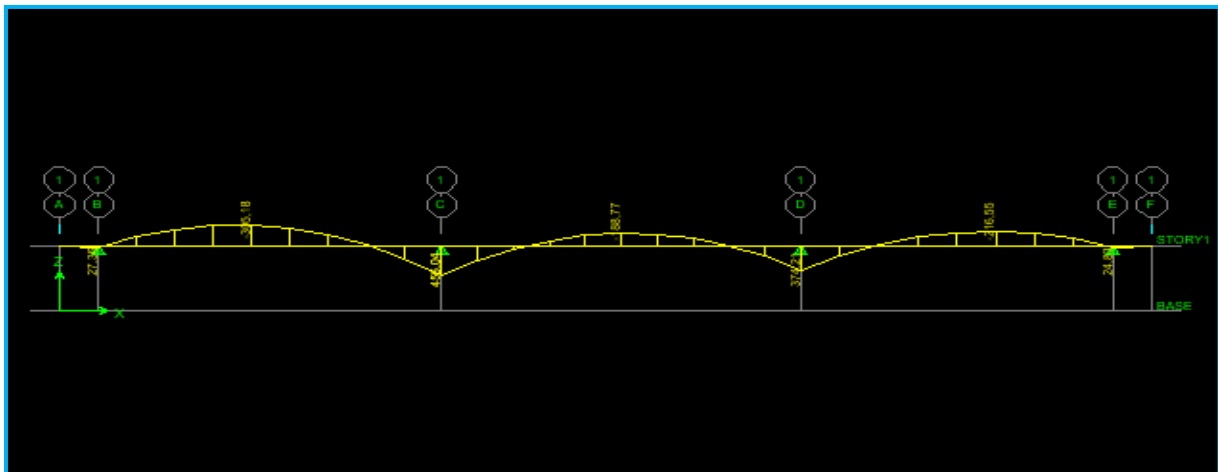


Figure VIII.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des petites portées).

- Sens des grandes portées



- Figure VIII.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des grandes portées).

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

### 1. Contraintes dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

### 2. Contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où :  $K_1$  et  $\beta_1$  sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de  $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$ .

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.**

Sens	Zone	$M_s$ [KN.m]	$A$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ [MPa]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs.
Petites portées	En travée	-218,95	12,56	0,287	0.915	43,82	196,409	4,48	201,6 3	15	C.V
	Aux appuis	341,16	20,61	0,472	0,896	33,08	190,458	5,75			C.V
Grandes portées	En travée	-305,18	18,73	0.429	0.900	35,00	186,639	5,33			C.V
	Aux appuis	456,04	26,77	0.683	0,879	26,32	199,799	7,59			C.V

# Conclusion

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE –CIVIL

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le coté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie

En somme, nous espérons que ce modeste travail pourra offrir un plus aux promotions futures

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 révisé 99 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).

## Logiciels :

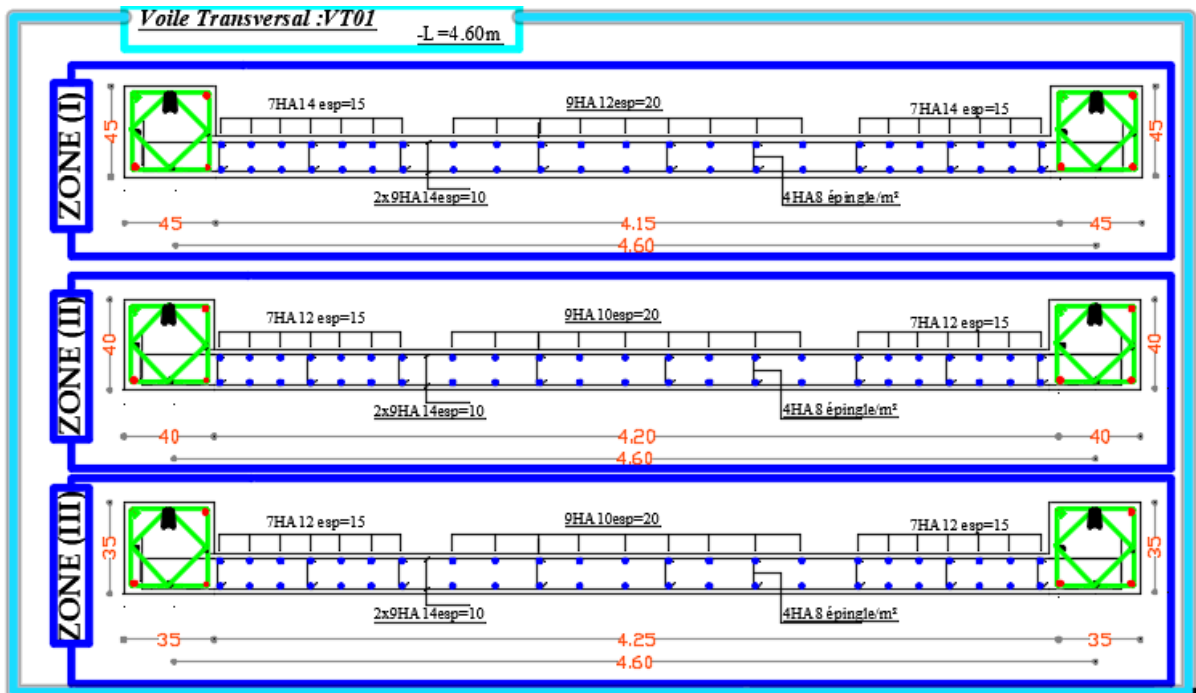
- Logiciel ETABS 9.7.0.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2009.

## Ouvrages :

- Mohamed, BELAZOUGUI. « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME ». Office des publications universitaires
- Hamza, OUERDANE. « Etude comparative entre le système de contreventement auto-stable et le système mixte et recherche de la disposition optimale des voiles (Application à l'étude d'une structure en R+10 à forme angulaire) ». Mémoire de master en génie civil Université Mouloud MAMMERI de Tizi Ouzou 2017
- Karim, BENYAHY « étude d'une tour (R+12) avec recherche de la position optimale des voiles ». Mémoire d'ingénieur d'état en génie civil. Université Mouloud MAMMERI de Tizi Ouzou 2010.
- Karim, BENYAHY « présentation du logiciel ETABS » Tizi Ouzou, 2017
- Jean, GOULET ; Jean-Pierre BOUTIN. « Aide-mémoire Résistance des matériaux ». de son édition DUNOD ➤ Abaques du Béton Armé.
- Cours et TD (MDS, RDM, Béton)
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

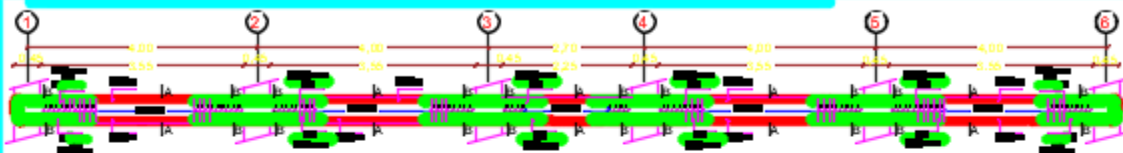


$-L = 4.60\text{m}$

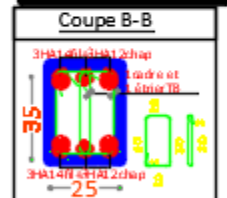
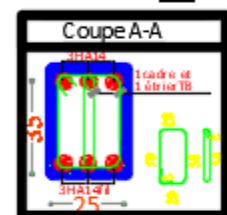
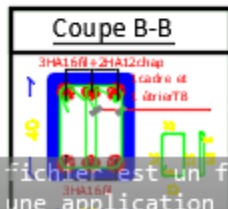
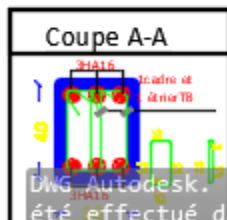
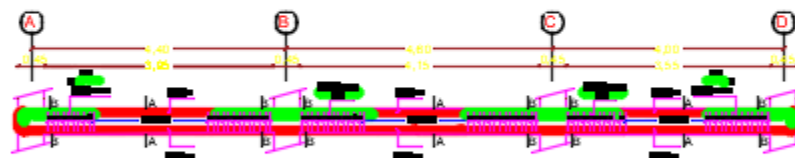


ferraillage des poutres éloignées des voiles:

Ferraillage des poutres secondaires (25x35)cm<sup>2</sup> axe A, B, C, et D



Ferrailage des poutres principales (30x40)cm<sup>2</sup> axe 1,2,3,4,5 et 6



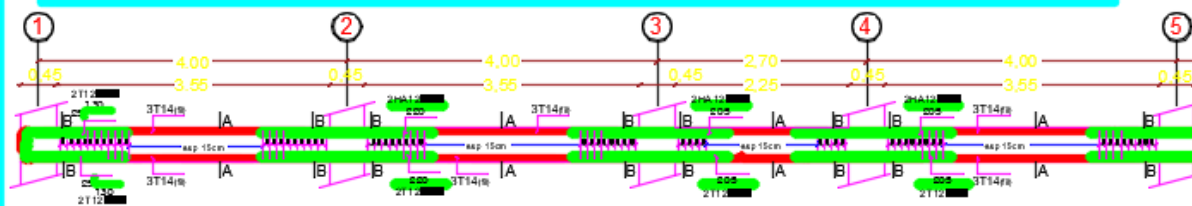
DWG Autodesk. Ce fichier est un fichier DWG approuvé dans le dernier enregistrement effectué dans une application Autodesk ou dans une application sous licence Autodesk.

*Faculté de Génie De La Construction INOUMONT de Génie Civil*

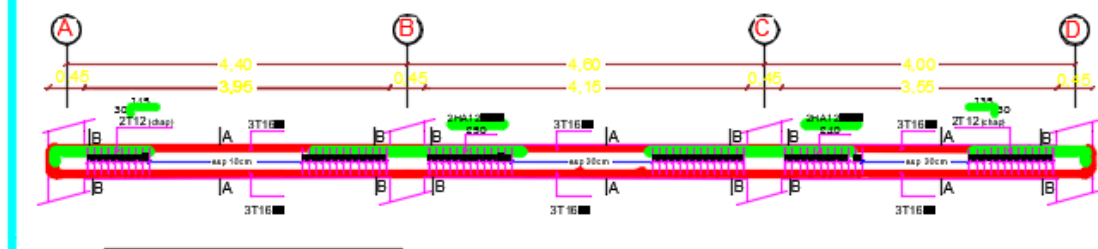
N° approuvé : 156  
 Type : Fermeture des pontons  
 Localisation : Ponton N° 01  
 Date de mise en service : 2019

## ferrailage des poutres avoisinant des voie:

### Ferrailage des poutres secondaires (25x35)cm<sup>2</sup> axe A ,B,C,et D

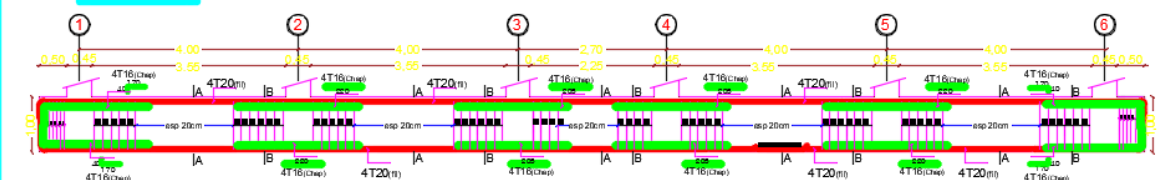


### Ferrailage des poutres principales (30x40)cm<sup>2</sup> axe 1,2,3,4,5 et 6

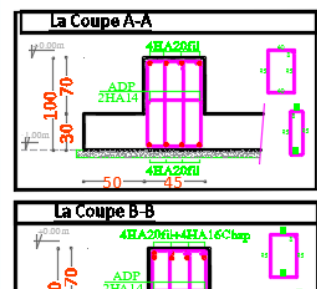
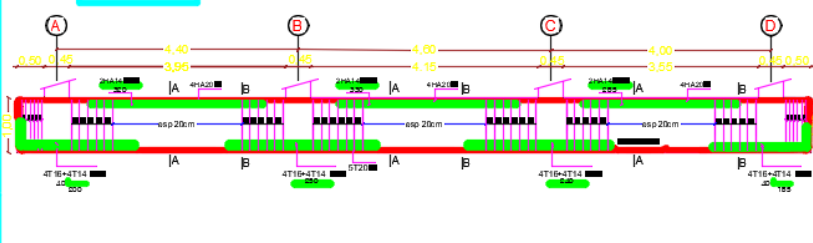


## FERRAILAGE DE LA NERVURE (45X100) :

### -Sens X-X



### -Sens Y-Y





1)

## FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:

