

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

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

Faculté du Génie de la Construction

**Département de Génie Civil**



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

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

**Filière :** Génie Civil

**Spécialité :** construction civile et industrielle

### ***Thème***

Etude d'un bâtiment (R+7) a usage d'habitation contreventé  
Par des voiles et des portiques.

*Présenté par :*

***M<sup>elle</sup> GUESSAB Sabrina***

Devant le jury composé de :

Mr BENYAHY. K Professeur à l'UMMTO

Président.

Mme HADDAD. K Maitre-assistante à l'UMMTO

Examinatrice.

Mme BELAZOUZ. L Maitre de conférences à l'UMMTO

Encadrante.

Promotion : 2024/2025



# Remerciement

*Je tiens d'abord à exprimer ma profonde gratitude au grand Dieu, qui m'a donné la force et le courage de réaliser ce mémoire de fin d'études. Mes remerciements vont également à mes parents pour leurs encouragements constants tout au long de mes études.*

*Je remercie chaleureusement mon encadrant, Mme BELAZOUZ.L, qui représente pour moi un guide et un exemple de sérieux dans le travail et un expert dans ce vaste domaine et ainsi que ses précieux conseils et sa bienveillance tout au long de ce projet.*

*Je tiens également à remercier les membres du jury pour l'attention qu'ils ont portée à ma présentation et pour l'honneur qu'ils me font en évaluant ce modeste travail.*

*Enfin, j'adresse mes remerciements à tous les enseignants de département qui ont contribué à ma formation, ainsi qu'à tous ceux qui ont soutenu dans l'accomplissement de ce projet.*



*Je dédie entièrement ce travail à :*

*À mes chers parents,*

*Merci pour votre amour inconditionnel, vos sacrifices silencieux, vos encouragements constants et votre confiance en moi, même dans les moments les plus incertains. Votre foi en mes capacités a été ma force, et je vous suis infiniment reconnaissante.*

*À mes frères et sœurs,*

*Merci pour votre soutien moral, vos mots d'encouragement et votre présence, même à distance. Votre affection et votre écoute ont été pour moi un véritable réconfort.*

*À mes amis les plus proches,*

*Merci pour votre bienveillance, votre humour, vos conseils sincères, et votre capacité à me motiver quand j'étais au bord du découragement. Vous avez su, chacun à votre manière, rendre ce parcours plus léger.*

*À toutes les personnes qui m'ont aidé, soutenu, écouté ou simplement cru en moi, même dans le silence : je vous remercie du fond du cœur.*

# Sommaire

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage .....</b>	<b>3</b>
Introduction .....	3
I.1 Description de l'ouvrage.....	3
I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage .....	3
I.3. Caractéristique géotechnique de l'ouvrage.....	4
I.4. Règlements utilisés et normes de conception .....	4
I.5. Éléments de l'ouvrage.....	4
I.6. Matériaux .....	10
I.7. Les actions sur la structure.....	19
Conclusion.....	20
<b>Chapitre II : Prédimensionnement des éléments .....</b>	<b>21</b>
Introduction .....	21
II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires .....	21
II.1.1. Plancher en corps creux .....	21
II.1.2. Les poutrelles.....	22
II.1.3. Les dalles pleines .....	23
II.4. Les escaliers.....	25
II.5. L'acrotère.....	28
II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux .....	29
II.2.1. les poutres .....	29
II.2.2. les voiles : .....	32
II.2.3. les poteaux .....	33
II.3. Descente de charge .....	34
Conclusion .....	44
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires .....</b>	<b>45</b>
Introduction .....	45
II-1. Plancher en corps creux.....	54
II-2- Les escaliers .....	71

II.3. Poutre palière .....	86
II.4.L'acrotère .....	97
II.5. La dalle de la salle machine.....	106
II.6. Le balcon .....	117
II.7. Etude de la poutre de chainage .....	123
<b>Chapitre IV : Modélisation .....</b>	<b>131</b>
IV.1. Introduction .....	131
IV.2. Logiciel utilisé pour la modélisation.....	131
IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS .....	132
<b>Chapitre V : Vérification des exigences du RPA .....</b>	<b>149</b>
Introduction .....	149
V.1. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale .....	149
V.2. Vérification de l'effort tranchant à la base .....	152
V.3. Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement (R) .....	157
V.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	164
V.5. Justification vis-à-vis des déplacements .....	165
V.5. Vérifications de l'effet P-Delta .....	170
Conclusion .....	173
<b>Chapitre VI : Ferrailage des éléments principaux .....</b>	<b>174</b>
Introduction .....	174
VI.1. Ferrailage des poteaux .....	174
VI.2. Ferrailage des poutres .....	189
VI.3. Ferrailage des voiles .....	203
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure .....</b>	<b>234</b>
VII. 1. Introduction.....	234
VII. 2. Choix du type de fondation : .....	235
VII. 3. Étude du sol .....	235
VII .4 . Dimensionnement .....	236
VII.5. Ferrailage du radier .....	240
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>269</b>

## Tableau de figures

Figure I.1 : plancher à corps creux .....	5
Figure. I.2 : Dalle pleine .....	6
Figure. I.3 : Caractéristiques d'un escalier .....	7
Figure. I. 4 : Cage d'ascenseur .....	7
Figure. I.5 : Les murs intérieurs et extérieurs .....	8
Figure. I.6 : Coffrage en métallique .....	9
Figure. I.7 : Les fondations .....	9
Figure. I.8 : Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELU .....	13
Figure. I.9 : Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS .....	14
Figure. I.10 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier .....	18
Figure II.1 : Plancher en corps creux (16+4) .....	24
Figure II.2 : Dimension de la poutrelle .....	25
Figure II.3 : Dimension de la dalle pleine. ....	27
Figure II.4. Détail d'un escalier. ....	28
Figure II .5 : Schéma statique d'escalier .....	29
Figure II .6 : Coupe transversale et schéma statique de l'acrotère. ....	31
Figure II. 7 : Dimensions de poutre.....	33
Figure II. 8 : Sections transversales des poutres principales et secondaires .....	35
Figure II. 9 : Coupe de voile en élévation. ....	35
Figure II. 10 : coupe de voile en plan .....	36
Figure II. 11 : Surface d'influence du poteau (C, 2). ....	38
Figure II.12 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible). ....	39
Figure II.13 : Coupe verticale du plancher d'étage courant. ....	40
Figure II.14 : Coupe verticale du mur extérieur. ....	41
Figure II.15 : Coupe verticale du mur intérieur. ....	42
Figure II.16 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation. ....	44
Figure III. 1 : Treillis soudé de (20×25) cm <sup>2</sup> .....	46
Figure III. 2 : Dimensions de la poutrelle. ....	46
Figure III. 3 : Dalle de compression (section rectangulaire).....	47
Figure III. 4 : Schéma de calcul des poutrelles. ....	47
FigureIII.5 :Types de poutrelles .....	51
Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle. ....	52

Figure III. 7 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU .....	54
Figure III. 8 : Diagramme des efforts tranchants. ....	55
Figure III.9 : Schéma statique de la poutrelle .....	56
Figure III. 10 : Diagramme des moments. ....	57
Figure III. 11 : Diagramme des efforts tranchant. ....	58
Figure III.12 : Ferrailage de la poutrelle. ....	61
Figure III.13 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS.....	65
Figure III.14 : Schéma statique d'escalier à l'ELU .....	72
Figure III.15 : Diagramme des sollicitations à L'ELU .....	74
Figure III.16 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.....	79
Figure III.17 : Diagramme des sollicitations à L'ELS .....	81
Figure III.18 : Schéma statique de la poutre palière.....	86
Figure III.19 : Schéma statique de la poutre de chaînage a l'ELU. ....	87
Figure III.20 ;diagramme de moment isostatique à ELU .....	88
Figure III.21 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU. ....	88
Figure III.22 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU .....	88
Figure III.23 : Schéma statique de la poutre de chaînage a l'ELS. ....	89
Figure III.24 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS .....	89
Figure III.25 : Diagramme des moments corrigé à l'ELS .....	89
Figure III.26 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.....	90
Figure III.27 : Diagramme des efforts internes. ....	97
Figure III.28 : Schéma de calcul de l'acrotère. ....	99
Figure III. 29 : schéma statique de la salle machine. ....	107
Figure III. 30 : Schéma du balcon .....	117
Figure III.31 : Schéma de chargement à l'ELU et à l'ELS. ....	124
Figure III.32 : Diagramme des efforts internes à l'ELU .....	125
Figure III.33 :Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	128
Figure IV.1 : Version utilisée du logiciel ETABS.. ....	132
Figure IV.2 : Manuel d'utilisation du logiciel ETAB. ....	133
Figure IV.3 : Choix des unités.. ....	134
Figure IV.4 : Démarrer un nouveau model. ....	134
Figure IV. 5 : géométries de base dans l'ETABS.. ....	134
Figure IV.6 : Introduction de la géométrie de base.....	135
Figure IV.7 : Affichage en plan et en 3D. ....	136

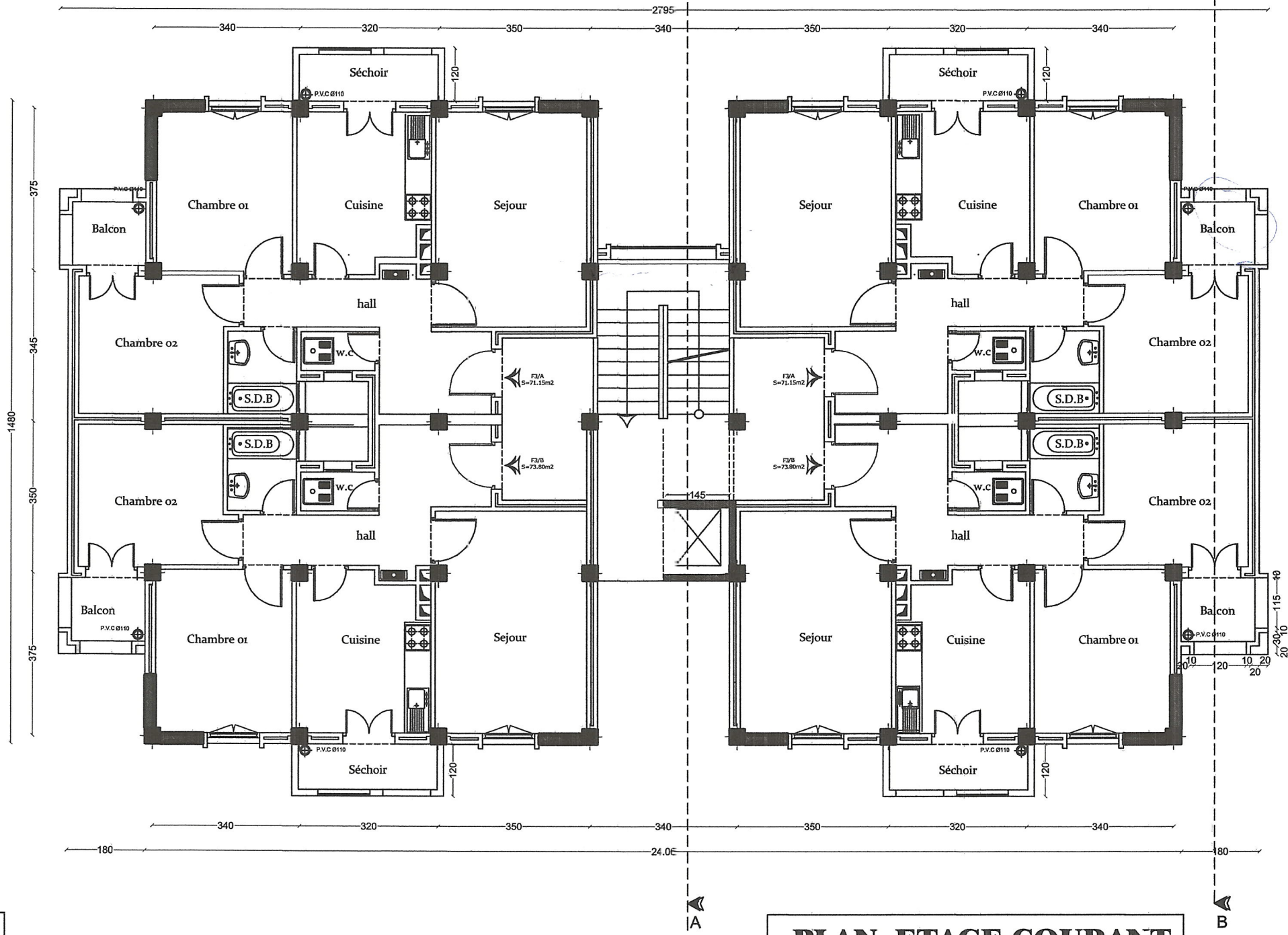
Figure IV.8 : Définition des matériaux.....	136
Figure IV.9 : Caractéristiques du béton.....	137
Figure IV.10 : Définition des poutres.....	137
Figure IV.11 : Définition des poteaux.....	138
Figure IV.12 : Définition des éléments surfaciques.....	139
Figure IV.13 : Vue en plan du bâtiment.....	140
Figure IV.14 : Vue 3D du bâtiment.....	141
Figure IV.15 : Définition des appuis.....	141
Figure IV.16 : Définition des charges statiques.....	142
Figure IV.17 : interface d'introduction des charges pour la structure (exp : le balcon).....	142
Figure IV.18 : Définition du poids propre.....	143
Figure IV.19 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.....	144
Figure IV.20 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.....	144
Figure IV.20 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.....	145
Figure IV.22 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.....	145
Figure IV.23 : Introduction des diaphragms.....	146
Figure IV.24 : Application des diaphragmes.....	147
Figure IV.25 : Introduction des combinaisons d'actions.....	148
Figure V.1 : Affichage des informations modales.....	149
Figure V.2 : Résultats de la période donnée par ETABS.....	150
Figure V.3 : translation suivant l'axe X-X.....	151
Figure V.4 : translation suivant l'axe Y-Y.....	151
Figure V.5 : Extraction du poids de la structure sur ETABS.....	156
Figure V.6 : Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.....	163
Figure VI.1 : Section partiellement comprimée (SPC).....	177
Figure VI.2 : Exemple du ferrailage à l'aide de l'application SOCOTEC.....	180
Figure VI.3 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SSA.....	192
Figure VI.4 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SDA.....	193
Figure VI.5 : Vérification de la flèche dans les poutres principales (y compris B5).....	202
Figure VI.6 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires (X compris B73).....	203
Figure VI.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	209
Figure VII.1 : Semelle isolée.....	236
Figure VII.2: Périmètre utile des poteaux.....	247
Figure VII.3 : Périmètre utile des voiles.....	247

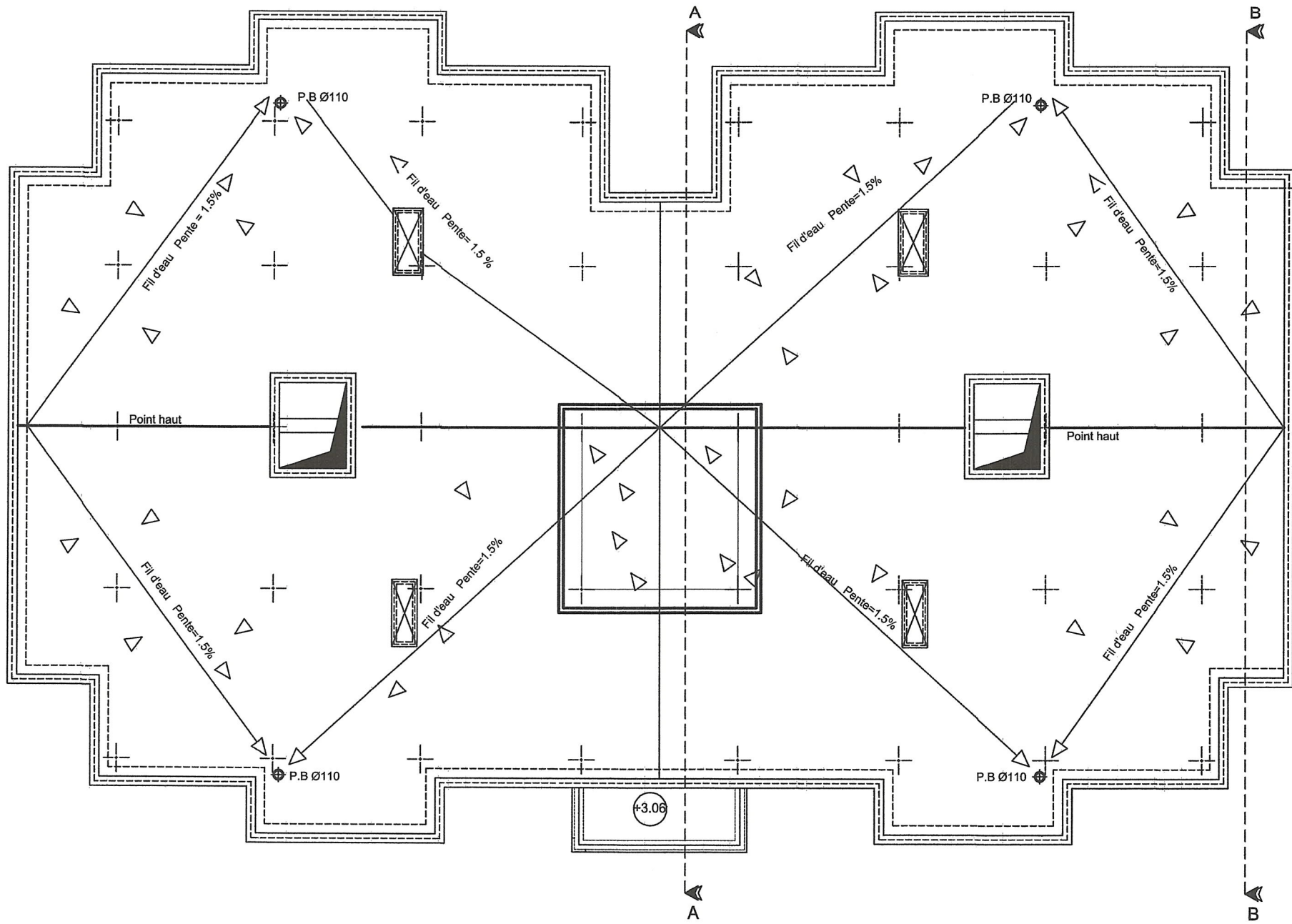
Figure VII.4 : Schéma statique du débord.....	255
Figure VII.5 : Présentation des chargements simplifiés.....	256
Figure VII.6 : Répartition trapézoïdale..	256
Figure VII.7 : Répartition triangulaire..	256

## LISTES DES TABLEAUX

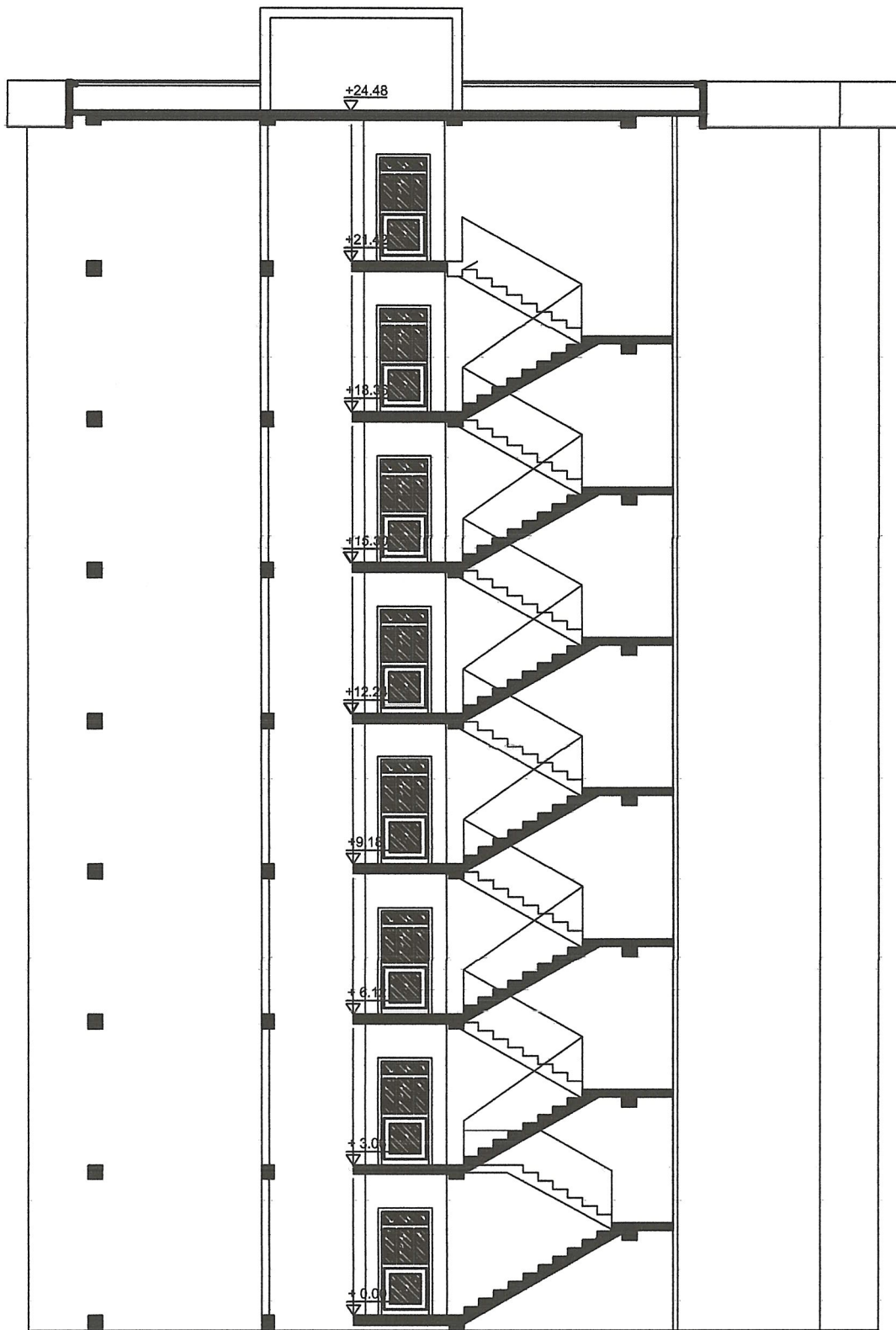
Tableau I.1 : caractéristiques des aciers.....	16
Tableau II. 1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.....	31
Tableau II.2 : Calcul de la charge permanente de plancher terrasse.....	36
Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de l'étage usage d'habitation..	37
Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs..	37
Tableau II.5: Calcul de la charge permanente des murs intérieur.....	38
Tableau II.6: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (balcon).....	38
Tableau II.7: Récapitulatif des surcharges d'exploitations.....	39
Tableau II.8: Coefficients de dégression de surcharges.....	40
Tableau II.9 : Les surcharges cumulées.....	41
Tableau II.10: Résultats des surcharges cumulées.....	41
Tableau II.11 : Pré dimensionnement des poteaux.....	42
Tableau II.12. Vérification des poteaux au flambement.....	44
Tableau III. 1 Moments aux appuis a ELU.....	53
Tableau III. 2 Moments en travées à ELU.....	54
Tableau III. 3 : Efforts tranchant.....	55
Tableau III.4 : Moments aux appuis et en travées.....	57
Tableau III. 5 : Efforts tranchant.....	58
Tableau III. 6 : Moments aux appuis à ELU et L'ELS.....	65
Tableau III. 7 : Moments en travées à L'ELU et L'ELS.....	65
Tableau III.8 : Moments aux appuis et en travées.....	66
Tableau III.9 : Charge totale de la volée.....	71
Tableau III.10 : Charge totale du palier.....	72
Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone "A". (Tableau 4.1 RPA 99/03).....	152
Tableau V.2 : Valeurs de T1 et T2 (4.7 du RPA 99/2003).....	153
Tableau V.3 : valeurs des pénalités Pq.....	154
Tableau V.4 : valeurs du coefficient de pondération $\beta$ :.....	155
Tableau V.5 : Valeur du poids total de la structure.....	156

Tableau V.6 : Efforts tranchants à la base donnés par ETABS. ....	164
Tableau V.7 : Efforts tranchants à la base donnés par ETABS.. ....	166
Tableau VI.1 : Section minimale et maximale des armatures. ....	175
Tableau VI.2 : Les sollicitations de calcul des poteaux.....	179
Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux. ....	180
Tableau VI.4 : détermination de la zone nodale. ....	184
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes tangentielles.....	185
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	188
Tableau VI.7 : Vérifications Condition de non fragilité.....	189
Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.. ....	193
Tableau VI.9 : Tableau de ferrailage des poutres principales.....	194
Tableau VI.10 : Tableau de ferrailage des poutres secondaires. ....	195
Tableau VI.11 : Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre principale) .....	201
Tableau VI.12 Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre secondaire) .....	202
Tableau VI.13 : Tableau des efforts normaux .....	206
Tableau VI.14 : Ferrailage du voile VL1 en zone 1 .....	211
Tableau VI.15 : Ferrailage du voile VL1 en zone 2 .....	213
Tableau VI.16 : Ferrailage du voile VL1 en zone 3 .....	215
Tableau VI.17 : Ferrailage du voile VL2 en zone 1 .....	217
Tableau VI.18 : Ferrailage du voile VL2 en zone 2. ....	219
Tableau VI.19 : Ferrailage du voile VL2 en zone 3 .....	221
Tableau VI.20 : Ferrailage du voile VT1 en zone 1. ....	223
Tableau VI.21 : Ferrailage du voile VT1 en zone 2 .....	225
Tableau VI.22 : Ferrailage du voile VT1 en zone 3 .....	227
Tableau VI.23 : Ferrailage du voile VT2 en zone 1 .....	229
Tableau VI.24 : Ferrailage du voile VT2 en zone 2. ....	231
Tableau VI.25: Ferrailage du voile VT2 en zone 3 .....	233

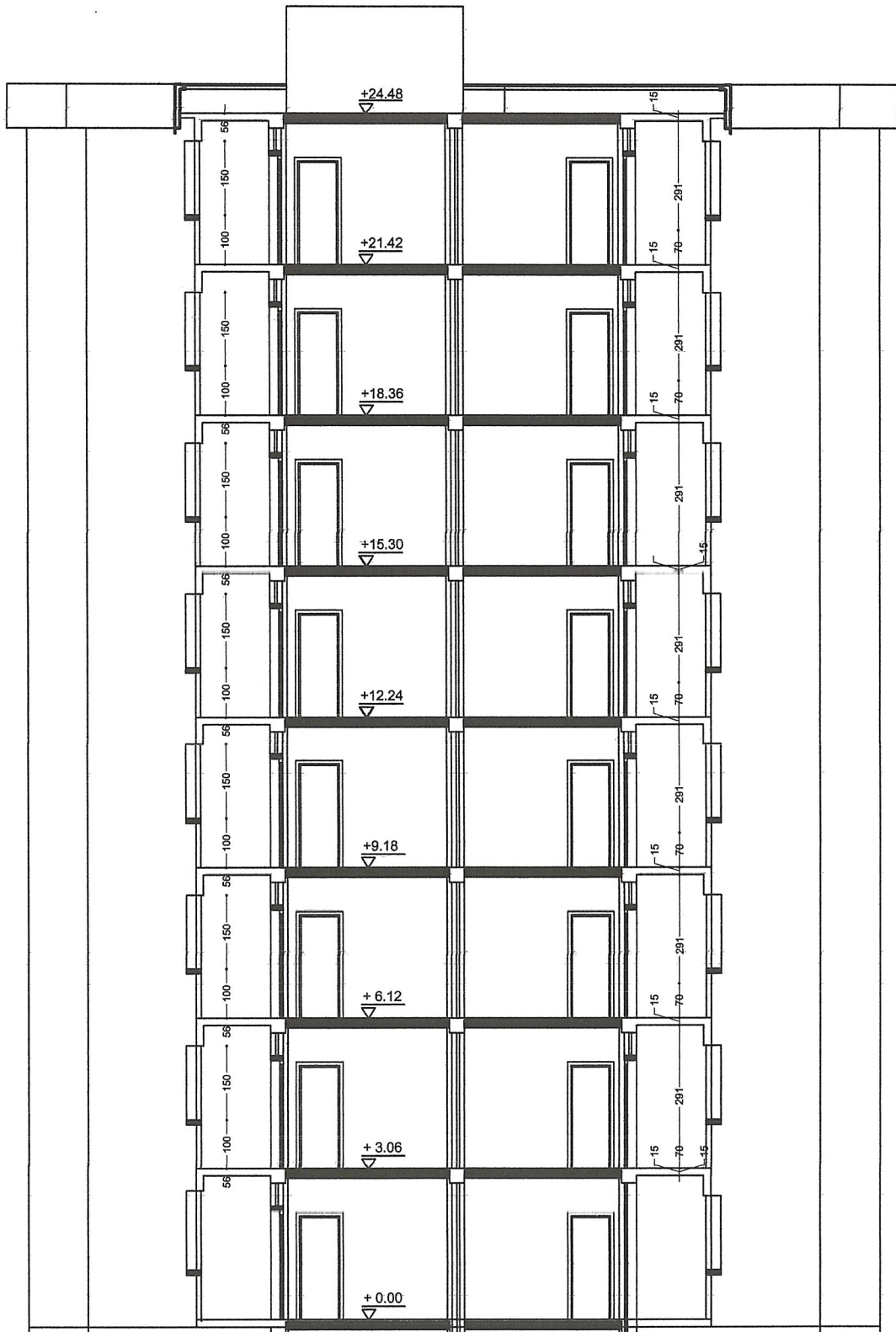




**PLAN DE TERRASSE**

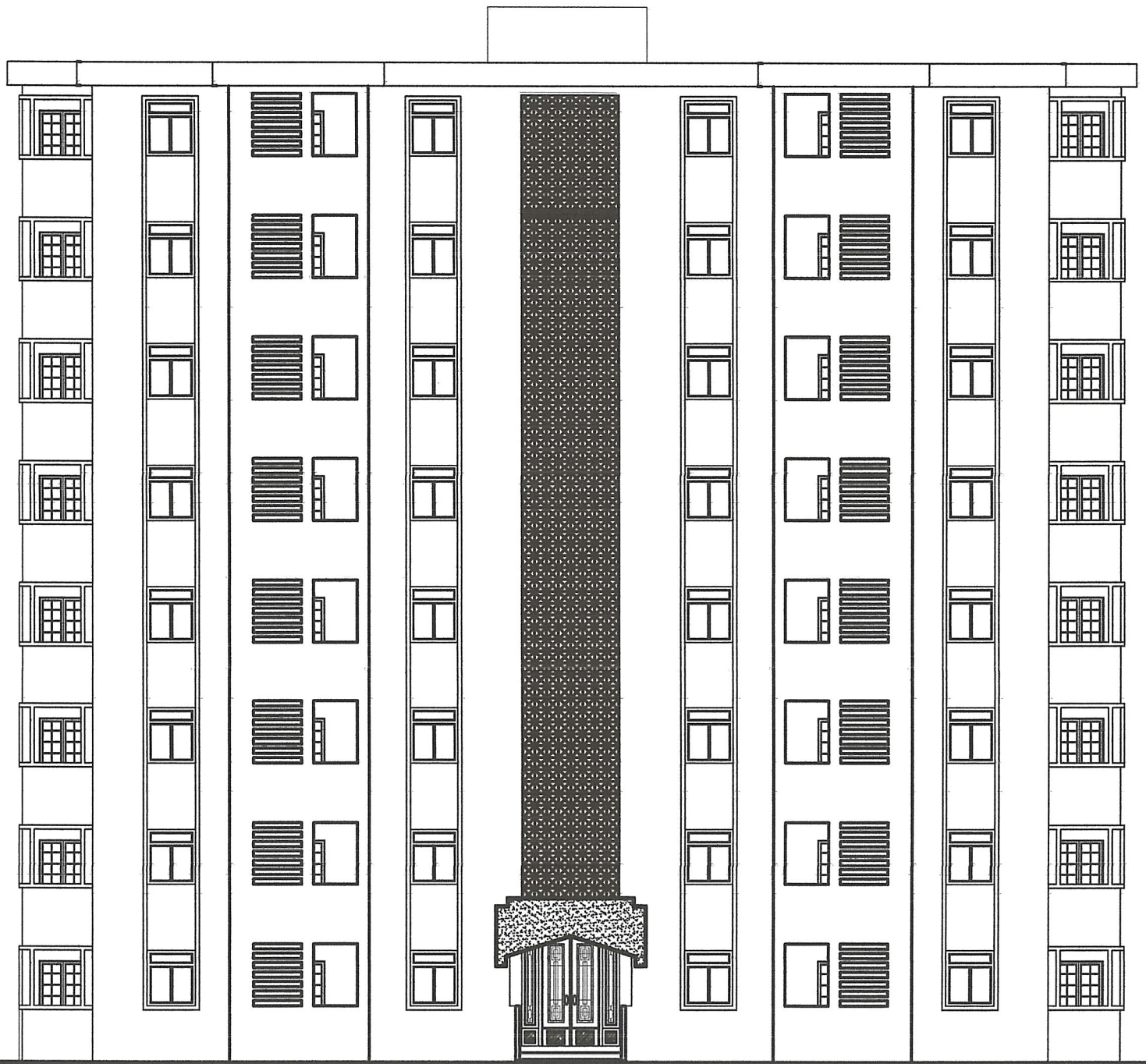


**COUPE AA**

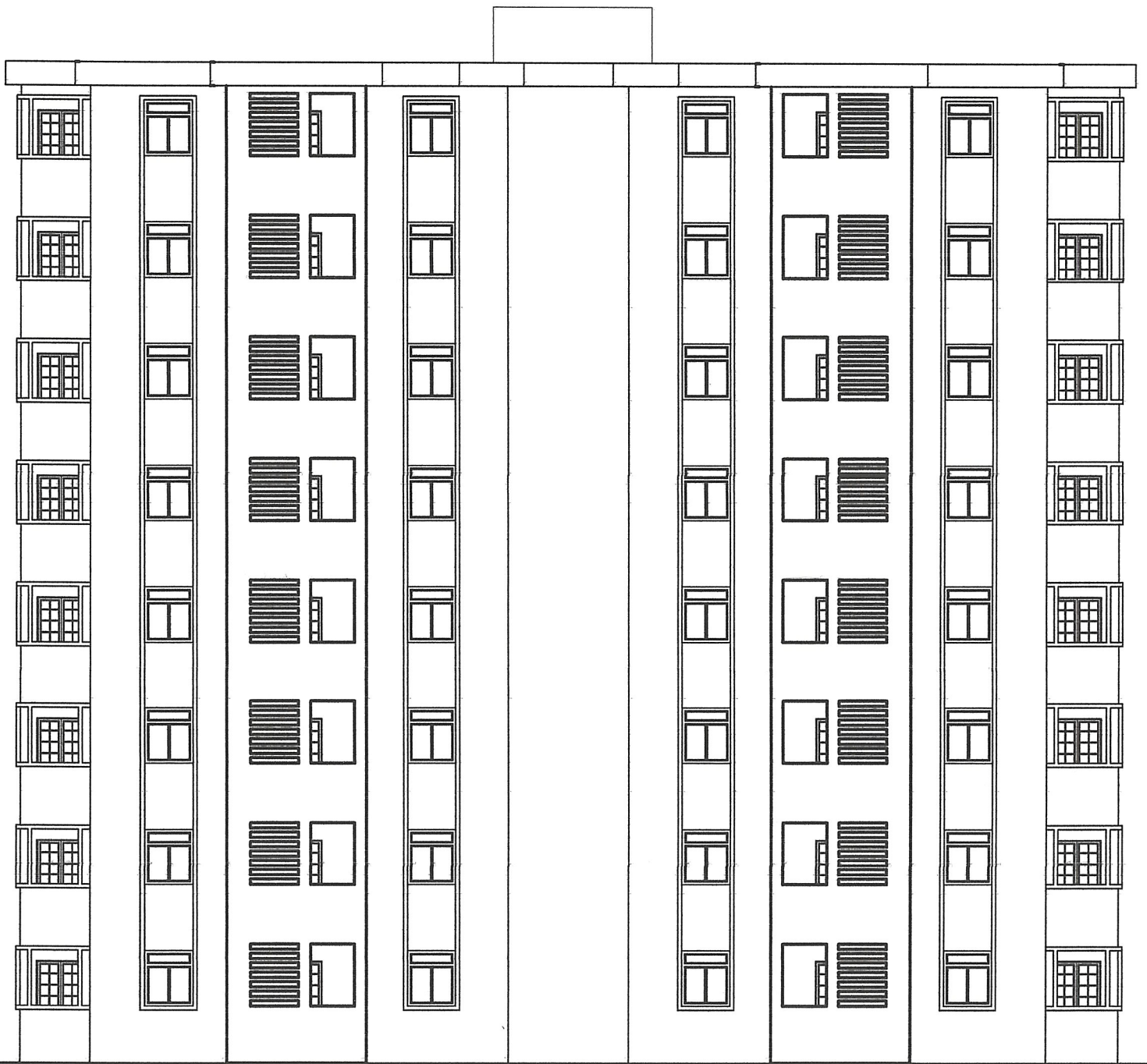


5

COUPE BB



**FACADE PRINCIPALE**



**FACADE POSTERIEURE**

# Introduction générale

Le secteur du bâtiment occupe une place centrale dans le domaine du génie civil, qu'il s'agisse de constructions à usage résidentiel, administratif ou industriel. La conception d'un ouvrage fiable, sécurisé et durable repose sur une démarche rigoureuse alliant compétences techniques, respect des normes, et prise en compte des contraintes environnementales et économiques.

Dans ce contexte, l'ingénieur en génie civil joue un rôle fondamental. Il est chargé de l'analyse, de la modélisation et du dimensionnement des structures porteuses afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de différentes sollicitations : charges permanentes, surcharges d'exploitation, actions sismiques ou climatiques, etc, mais aussi le suivi et la gestion du chantier, qui conditionnent la qualité de la réalisation finale. Cette étape cruciale permet non seulement de garantir la sécurité des usagers, mais aussi d'optimiser l'utilisation des matériaux et des ressources.

Le recours à des logiciels de calcul avancés comme **ETABS** facilite considérablement cette démarche. Grâce à des outils de modélisation performants, il devient possible de simuler avec précision le comportement de la structure, d'identifier les zones critiques, et de vérifier la conformité aux réglementations en vigueur, notamment les normes parasismiques.

Ce projet s'inscrit dans le cadre de la formation de Master en Génie Civil, Option construction civile et industrielle et vise à mettre en application les connaissances acquises dans les domaines de la dynamique des structures, mécanique du sol, du béton armé, de la dynamique, et de la réglementation. Il consiste à étudier et dimensionner un bâtiment en R+7, implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou

Ce bâtiment est à usage habitation contreventé par des voiles et des portiques. Nous se basons dans le calcul de l'ouvrage sur les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifiées 2003), et les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites (BAEL 91 modifiée 99).

Le présent mémoire est structuré de manière à refléter les différentes étapes du calcul un bâtiment en béton armé. Il est organisé comme suit :

- **Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage**

Ce chapitre introduit le bâtiment étudié en détaillant ses caractéristiques géométriques ainsi

que la nature des différents éléments structuraux qui le composent. Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés, notamment le béton et l'acier, y sont également précisées.

- **Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments**

Ce chapitre est consacré au pré-dimensionnement des principaux éléments de la structure, à savoir les planchers à corps creux, les voiles, les poutres et les poteaux. Il permet de poser les bases nécessaires avant l'analyse détaillée.

- **Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires**

On procède ici au dimensionnement détaillé d'éléments particuliers tels que les escaliers, la poutre palière (brisée), l'acrotère, la poutre de chaînage et la salle des machines. Chaque élément est accompagné de son plan de ferrailage.

- **Chapitres 4 et 5 : Modélisation sous ETABS et vérification parasismique**

Ces chapitres présentent la modélisation globale de la structure à l'aide du logiciel ETABS. L'analyse permet de vérifier la conformité aux exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA), notamment la période fondamentale, les masses participantes, l'effort tranchant à la base, l'effet P- $\Delta$ , etc.

- **Chapitres 6 et 7 : Ferrailage des éléments structuraux et étude de l'infrastructure**

Ces chapitres sont respectivement dédiés au ferrailage des poteaux, des poutres, des voiles, de l'infrastructure. Chaque chapitre se termine par la présentation du plan de ferrailage correspondant à l'élément traité.

# Chapitre I

## Présentation de l'ouvrage

## **Introduction**

L'analyse d'une structure de type bâtiment en génie civil vise à assurer à la fois la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des utilisateurs, tout en maîtrisant les coûts de construction et d'exploitation. Pour ce faire, les calculs doivent être réalisés conformément aux normes en vigueur, telles que le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/2003) et les méthodes de conception et de calcul définies par le BAEL 91 modifié 99 pour les constructions en béton armé. C'est dans ce contexte, que s'inscrit notre travail, analyse dynamique d'un bâtiment à usage d'habitation en « R+7 », situé dans la wilaya de Tizi Ouzou.

Ce chapitre présente la description du projet, ainsi que les principes fondamentaux relatifs aux calculs des structures en béton armé, qui seront appliqués au cours de notre étude.

### **I.1. Description de l'ouvrage**

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à **usage d'habitation, de groupe d'usage 2** (importance moyenne).

Sa structure est en « **R+7** », implantée au niveau de la commune de Tizi Ouzou, wilaya de Tizi Ouzou, classée en **zone sismique moyenne**. D'après l'article 3.1 RPA 99 version 2003, le bâtiment est implanté dans la zone sismique zone **IIa**. Tel que cet ouvrage est composé comme d'un :

- Rez-de-chaussée(RDC) à usage d'habitation ;
- Sept (07) étages à usage d'habitation ;
- Une terrasse inaccessible ;
- Une cage d'escalier ;
- Une cage d'ascenseur.

### **I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :**

Il est indispensable à l'ingénieur en génie civil de respecter les caractéristiques géométriques de l'ouvrage lors de la réalisation.

- **En élévation :**
  - Hauteur totale du bâtiment :  $h_t = 24,48$  m.
  - Hauteur de rez-de-chaussée :  $h_{RDC} = 3,06$  m.

- Hauteur d'étage courant :  $h_{EC}= 3,06$  m.
- Hauteur salle machine  $h_{sm}= 2,02$  m.
- Hauteur de l'acrotère :  $h_{ACR}=0,70$  m.
- **En plan :**
  - Longueur totale :  $L=24,06$  m
  - Largeur totale :  $l =14,45$  m

### **I.3. Caractéristique géotechnique de l'ouvrage**

Selon l'article 3.3.1 de RPA 99/03, quatre (04) catégories de site sont définies en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

D'après l'étude de l'laboratoire géotechnique et l'interprétation des essais montrent que les échantillons testés présentent les caractéristiques suivantes : Un sol fin argileux, Argile sableuse à graveleuse, avec une contrainte du sol est de  $\sigma_{sol} = 2$  bars, donc la catégorie du sol correspond à un **site ferme « S2 »**.

### **I.4. Règlements utilisés et normes de conception**

Pour assurer la stabilité et la sécurité de ce bâtiment, que ce soit pendant sa construction ou lors de son utilisation, notre étude se basera sur les références suivantes :

- La réglementation parasismique algérienne RPA 99 version 2003 ;
- Les normes de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé, B.A.E.L.91/modifié 99 ;
- Les documents techniques réglementaires, plus particulièrement le D.T.R-B.C.2.2, qui détaille les charges permanentes et les charges d'exploitation ;
- Les règles de conception et de calcul spécifiques aux structures en béton armé CBA93.

### **I.5. Éléments de l'ouvrage**

Ce bâtiment est composé d'éléments principaux et d'éléments secondaires, qui sont comme suit :

#### **I.5.1. Ossature**

La structure de cet ouvrage se compose de deux éléments principaux :

- **Des portiques**, formés des poutres et des poteaux, qui sont responsables de la reprise des charges et des surcharges verticales.
- **Des voiles**, qui sont disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide pour maintenir la stabilité de l'ouvrage face aux forces horizontales (séismes, vent, poussée des terres).

### I.5.2. Les planchers :

Les planchers, des surfaces planes délimitant les différents étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et charges supplémentaires, remplissent principalement deux fonctions essentielles :

- La résistance mécanique : ils supportent leurs poids propres et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- L'isolation : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

On peut distinguer :

- Planchers en Corps Creux** : Ces planchers sont composés de nervures appelées poutrelles, qui assurent la capacité portante, avec une distance typique entre les axes des poutrelles de 56 cm à 65 cm. Un matériau de remplissage en corps creux, également connu sous le nom d'hourdis ou entrevous, est installé entre les poutrelles. Le corps creux est fabriqué à partir de béton, de gravillons, de terre cuite ou de polystyrène. Les corps creux remplissent une double fonction en servant de coffrage perdu et en offrant une isolation phonique. Le plancher est complété par une dalle de compression en béton armé, qui a pour objectif de limiter les risques de fissuration due au retrait, de résister aux charges concentrées, et de répartir les charges localisées, en particulier celles provenant des cloisons.

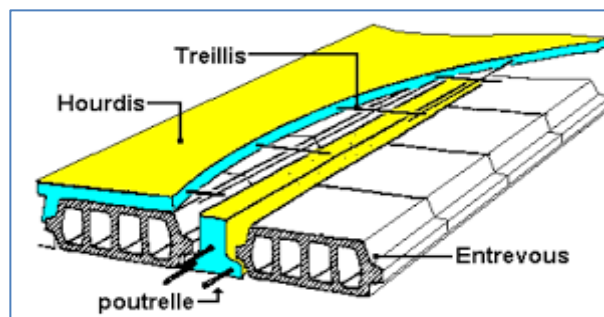
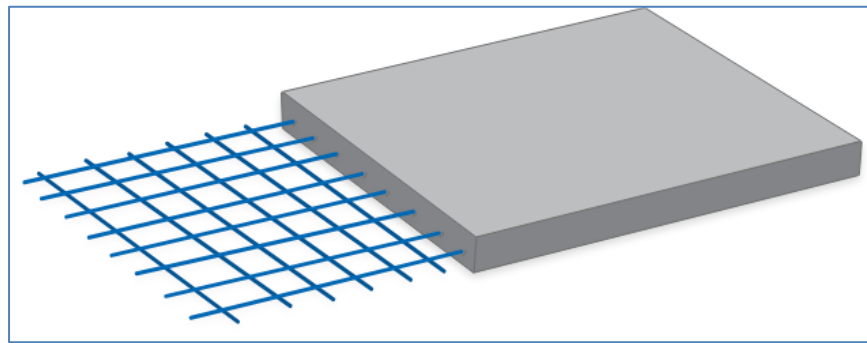


Figure I.1 : plancher à corps creux.

b) **Dalles pleines en béton armé** : Il s'agit de planchers en béton armé d'une épaisseur de 15 à 25 cm, coulés sur un coffrage plat. Le diamètre et la quantité des armatures incorporées varient en fonction des dimensions de la dalle et de la charge qu'elle doit supporter. Ces dalles sont principalement utilisées dans des zones où la réalisation de planchers en corps creux n'est pas envisageable, notamment pour la cage d'ascenseur et les consoles.



**Figure. I.2** : Dalle pleine.

### **I.5.3. La terrasse inaccessible**

Le dernier niveau de cette bâtisse sert à une terrasse inaccessible. Le modèle de terrasse inaccessible signifie que seuls les accès nécessaires à des fins de maintenance et de réparation sont autorisés. La terrasse inaccessible sera réalisée en plancher en corps creux avec une dalle de compression.

### **I.5.4. L'acrotère**

C'est un élément en béton armé encastré dans la poutre du plancher de la terrasse, servant de garde-corps, avec une hauteur de 70 cm et une épaisseur de 10 cm.

### **I.5.5. Les escaliers**

Les escaliers sont des structures essentielles pour la circulation entre les niveaux d'un bâtiment, notamment dans les immeubles de grande hauteur, où ils revêtent une importance particulière en matière de sécurité en cas d'incendie. Dans ce bâtiment, une cage d'escalier composée d'une suite d'éléments (volées et paliers) permettra l'accès aux différents niveaux.

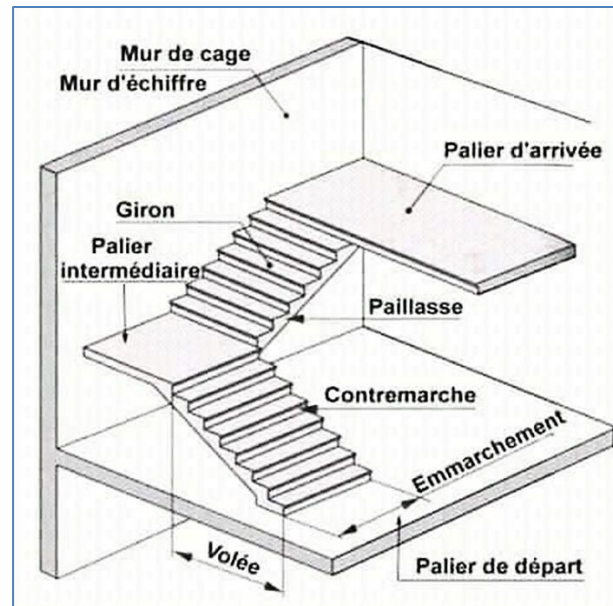


Figure. I. 3 : Caractéristiques d'un escalier.

### I.5.6. Cage d'ascenseur

Un ascenseur est un équipement essentiel pour déplacer verticalement des personnes ou des charges entre les étages d'un bâtiment, en particulier dans les édifices de cinq étages ou plus, où les escaliers peuvent s'avérer pénibles. Il comprend une cabine se déplaçant le long d'une glissière verticale à l'intérieur d'une cage d'ascenseur. De plus, l'ascenseur est équipé de mécanismes tels qu'un moteur électrique, un contrepoids et des câbles pour garantir son bon fonctionnement.



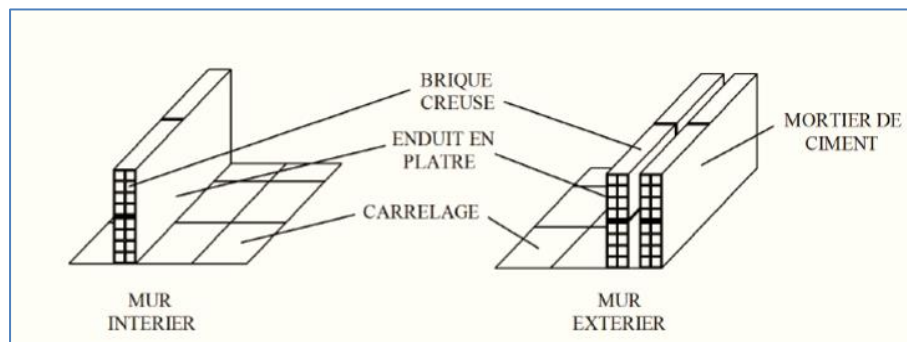
Figure. I. 4 : Cage d'ascenseur.

### I.5.7. Maçonnerie

La maçonnerie prédominante en Algérie consiste en briques creuses. Dans le cadre de ce projet, nous utilisons deux types de murs :

**a. Murs Extérieurs** : Les façades extérieures sont conçues avec de la maçonnerie non rigide, composée d'une double cloison de briques creuses avec 8 perforations, d'une épaisseur de 10 cm, et une lame d'air de 5 cm d'épaisseur pour garantir une isolation thermique efficace.

**b. Murs Intérieurs** : Les murs intérieurs seront construits à l'aide de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm, destinées à délimiter les espaces intérieurs habitables.



**Figure. I.5** : Les murs intérieurs et extérieurs.

### I.4.8. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

### I.5.9. Système de coffrage

Nous choisissons d'utiliser un coffrage en bois classique pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles afin de minimiser le temps nécessaire à la réalisation des travaux. De plus, ce type de coffrage présente plusieurs avantages supplémentaires, notamment la réduction

des tâches manuelles, l'achèvement rapide des chantiers et une meilleure sécurité pour la main-d'œuvre.

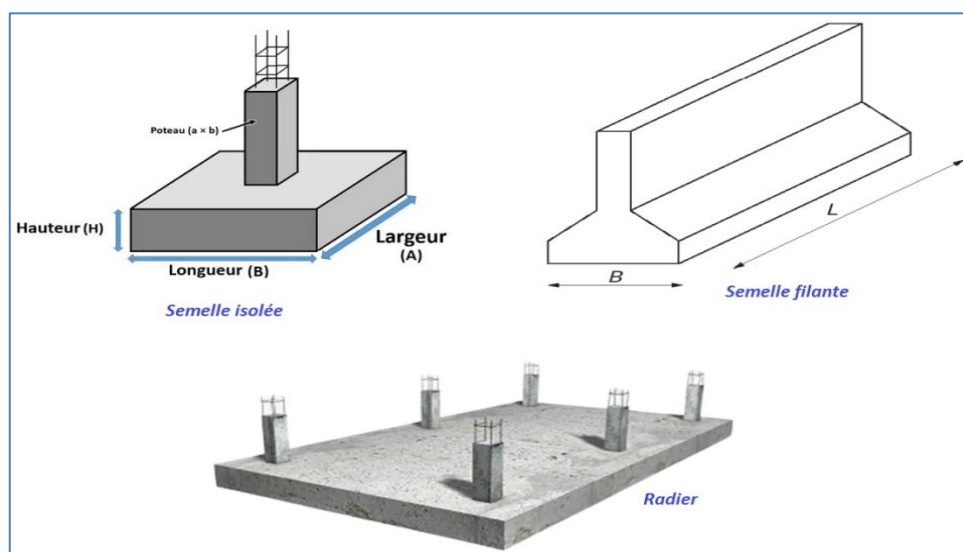


**Figure. I.6 :** Coffrage métallique.

**I.5.10. Les fondations**

Les fondations représentent l'élément situé à la base de toute structure. Leur fonction principale est de transférer les charges et surcharges provenant de la superstructure vers le sol, ce qui les place au cœur de l'ouvrage, car leur conception correcte conditionne la stabilité globale.

Le choix du type de fondation dépend principalement de deux facteurs clés : la nature du sol sur lequel la structure est construite et l'importance de l'ouvrage en question.



**Figure. I.7 :** Les fondations.

## **I.6. Matériaux**

Le béton armé résulte d'une combinaison astucieuse de deux matériaux aux propriétés complémentaires : l'acier, reconnu pour sa résistance à la traction, et le béton, qui excelle dans la résistance à la compression. Il est essentiel que le béton et l'acier puissent satisfaire les normes du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) ainsi qu'aux règles de conception du béton armé (B.A.E.L.91/modifié.99).

### **I.6.1. Béton**

C'est un matériau de construction essentiel utilisé dans de nombreux types d'ouvrages, des bâtiments aux infrastructures. Il est composé de granulats tels que du gravier et du sable, mélangés avec un liant hydraulique, généralement du ciment. Ce mélange est modifié avec des adjuvants pour ajuster ses propriétés physiques et chimiques. Le béton est apprécié pour sa solidité, sa durabilité et sa capacité à la résistance à la compression.

Du point de vue mécanique, la résistance à la compression du béton dépend de plusieurs facteurs, notamment la granulométrie des granulats, la quantité de ciment, le rapport eau/ciment, et l'âge du béton. Il est essentiel que la composition du béton respecte les normes, notamment les règles du BAEL 91 et du RPA 99 version 2003, applicables en Algérie.

La fabrication du béton est effectuée mécaniquement en suivant les directives établies en laboratoire en fonction de ces matériaux. Un exemple de composition pour un mètre cube de béton est le suivant :

- 800 litres de graviers (de 3 mm à 25 mm de diamètre).
- 400 litres de sable (de 0 mm à 5 mm de diamètre).
- 350 kilogrammes de ciment CPJ 325.
- 175 litres d'eau pour le gâchage.

Pour minimiser le retrait du béton, il est essentiel de maintenir un rapport eau/ciment d'au moins 0,5. Un rapport eau/ciment supérieur à 0,5 peut entraîner un retrait excessif, tandis qu'un rapport inférieur à 0,5 peut affecter la maniabilité du mélange et sa capacité d'étanchéité.

Il est à noter que l'eau doit être de haute pureté, sans acides, les granulats, y compris le gravier, doivent être durs et propres, et le sable doit être exempt de terre, de matières organiques et d'argile pour garantir la qualité du béton.

### I.6.1.1. Résistance caractéristiques à la compression

Le béton est défini par sa résistance à 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression et notée  $[f_{c28}]$ , elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur par compression axiale après 28 jours de durcissement.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

- Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge  $j < 28$  jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci-dessous : (ART A.2.1.11/BAEL91modifié99)

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83 j} \quad \text{en [MPa] ; pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.4 + 0.95 j} \quad \text{en [MPa] ; pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Pour  $j \geq 28$  jours,  $f_{cj}$  est conventionnellement prise égale à  $f_{c28}$  lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections :

$$F_{Cj} = f_{c28} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{ART A.2.1.11/ BAEL 91modifie 99})$$

Avec :

$f_{cj}$  : La résistance de béton à la compression à (j) jours en MPa.

$J$  : Nombre de jours.

$f_{c28}$  : La résistance de béton à la compression à 28 jours en MPa.

Dans notre étude, on choisit une résistance caractéristique du béton 28 jours de 25 MPa.

### I.6.1.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée  $f_{cj}$ , est conventionnellement définie par la relation

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{ART A.2.1, 12 / BAEL91 modifié99})$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ; donc  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

**Note :**  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa ou bien N/mm<sup>2</sup>

### I.6.1.3. La contrainte à la compression :

#### ➤ Etat Limite Ultime (ELU) (A.4.3.41 du BAEL 99) :

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduise à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99})$$

Avec :

- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.50 \text{ en situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

- $\theta$  : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{si la durée d'application est supérieure à 24 heures,} \\ \theta = 0.9 \quad \text{si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures,} \\ \theta = 0.85 \quad \text{si la durée d'application est inférieure à 1 heures.} \end{array} \right.$$

- $t$  : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée

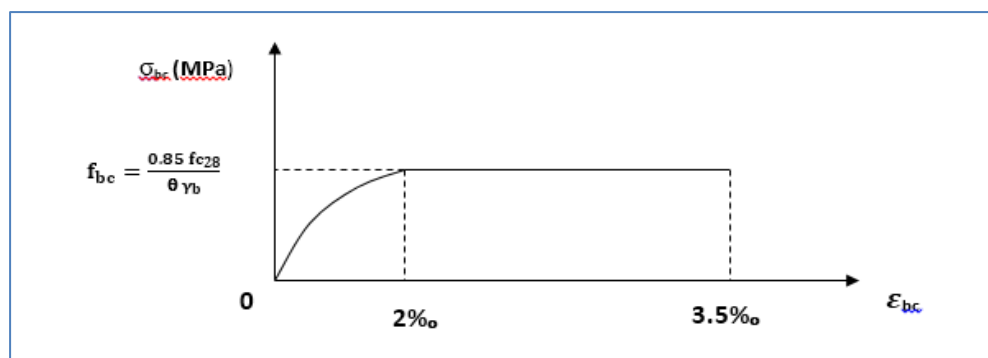
Pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 1$  on aura  $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta = 1$  on aura  $f_{bc} = 18.4 \text{ MPa}$

➤ **Diagramme contraintes déformations de calcul du béton : (ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99) :**

Le diagramme contraintes déformations de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « parabole rectangle ».

Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et Linéaire, est défini par son module d'élasticité.



**Figure. I.8 :** Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELU.

- Le diagramme est composé :
- D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2 ‰ (état élastique)
- et d'une partie rectangulaire comprise entre  $2 \text{ ‰} \leq \xi_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$  (état plastique).

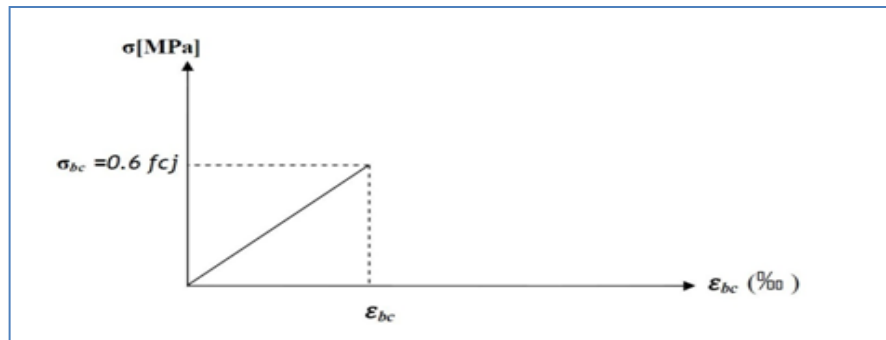
➤ **Etat limite de service (A.4.5.2 du BAEL 99) :**

L'état limite de service consiste à s'assurer que les éléments de la structure conservent une déformation élastique compatible avec leur fonctionnement.

Au-delà de cette limite, les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure ne sont plus assurées (apparition de fissures, flèches ou déformations excessives, rupture des matériaux).

Selon ce l'article la contrainte de compression du béton ( $\bar{\sigma}_{bc}$ ) est limitée à  $0.6f_{cj}$ .

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



**Figure. I.9 :** Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS.

**Note :** Le graphique est tracé en ligne droite avec une déformation relative limitée à 2‰ (État élastique)

#### I.6.1.4. Contrainte limite de cisaillement

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ en [MPa]} \quad (\text{ART. A.5.1.211 /BAEL 91modifié 99})$$

Avec :  $V_u$  : l'effort tranchant à ELU.

$b_0$  : largeur de la section cisailée.

$h$  : la hauteur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

La contrainte doit respecter les conditions limites suivant :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable et très}$$

préjudiciable.

**Dans notre cas :**

- Pour  $\gamma_b = 1.5$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$  Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Pour  $\gamma_b = 1.15$

$\bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa}$  Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$  Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

#### I.6.1.5. Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules

##### A. Module de déformation instantanée :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âge de (j) jours note  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{Art. A.2.1,21/ BAEL91 modifiés 99})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$$

##### B. Module de déformation différée

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{Art .A.2.1, 22/ BAEL91 modifiés 99})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

#### I.6.1.6. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec : **E** : Module de Young (module d'élasticité).

$\nu$  : Coefficient de poisson, qui est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. (**Art A.2.1.3 /BAEL91 modifié99**)

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$  pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).
- $\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

**I.6.2. Les aciers :**

Dans le domaine du béton armé, l'acier se différencie des autres types d'acier par sa forme géométrique et sa catégorie. Les barres d'acier utilisées dans le béton armé se présentent sous la forme de barres circulaires ayant une longueur significative par rapport à leur diamètre. La surface extérieure de ces barres, en contact direct avec le béton, existe en deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant ses propres applications.

Les aciers sont employés pour compenser les contraintes de traction auxquelles le béton est moins résistant. Ils se distinguent par leurs catégories et leurs états de surface, notamment les ronds lisses (R.L) et les barres à haute adhérence (H.A).

**I.6.2.1. Les aciers utilisés :**

Le tableau suivant donne les types d'acier que nous allons utiliser :

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

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\Psi$ )
Aciers en barre	Haute adhérence Fe E400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ( $\Phi < 6\text{mm}$ )	TS	520	550	8‰	1.3	1

**I.6.2.2. Module d'élasticité longitudinale :**

Indépendamment de la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale demeure une caractéristique constante qui exprime la relation entre la contrainte et la déformation d'un matériau. Le module élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa.} \quad (\text{Art: A.2.2.1/BAEL 91 modifiés 99})$$

**I.6.2.3. La contrainte maximale des armatures tendues :****A. État Limite Ultime (ELU) (Art A.4.3.2 de BAEL91 / version 99) :**

La contrainte maximale que l'acier peut supporter avant de subir une déformation permanente ou une rupture. Cette valeur est fondamentale pour concevoir des structures capables de résister à des charges verticales

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art .A.4. 3. 2/ BAEL91 modifié 99})$$

Avec :  $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité tel que :

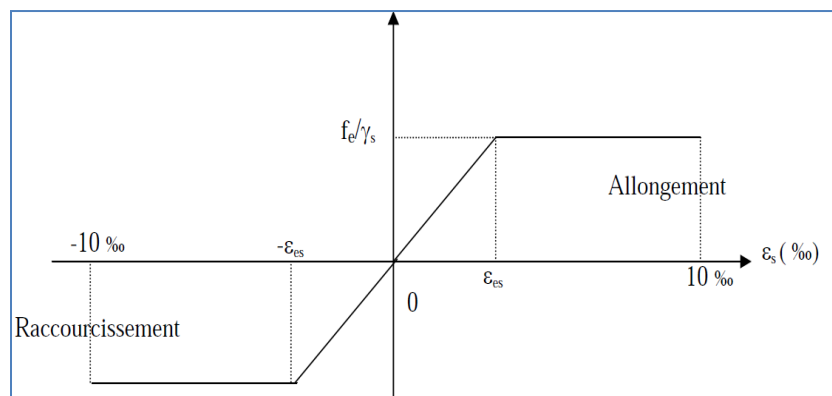
$\gamma_s = 1.15$  pour les situations durables (S.D).

$\gamma_s = 1.00$  pour les situations accidentelles (S.A).

$f_e$  : limite d'élasticité.

**B. Diagrammes des contraintes –déformations de calcul (Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99) :**

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :



**Figure. I.10 :** Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

**C. État Limite de Service (ELS) :**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues.

D'après les règles BAEL 91 modifié 99.

On distingue trois cas de fissurations :

- **Fissurations peu préjudiciables**

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :  $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

- **Fissurations préjudiciables**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce. Dans ce cas, la règle est la suivante :

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

- **Fissuration très préjudiciables**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \{ 0.5f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$$

Avec : **f<sub>e</sub>** : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

**f<sub>tj</sub>** : résistance caractéristique à la traction du béton.

**η**: coefficient de fissuration qui vaut :

- **η=1.6** pour les adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.
- **η=1.3** pour les HA < 6 mm
- **η=1.0** pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

Avec :

**$f_e$**  : Limite d'élasticité

**$\epsilon_{es}$**  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

#### **I.6.2.5. Protection des armatures (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99) :**

Afin de garantir un bétonnage correct et de protéger les armatures contre les effets des intempéries et des agents corrosifs, il est essentiel de respecter les recommandations suivantes concernant l'enrobage (c) des armatures :

- Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns, ou aux brouillards salins, ainsi que pour les éléments soumis à des atmosphères très agressives, l'enrobage doit être d'au moins 5 cm.
- Pour les parois, qu'elles soient coffrées ou non, qui sont soumises ou susceptibles d'être soumises à des actions agressives, intempéries, condensations, ou en raison de la destination des ouvrages en contact avec un liquide (tels que réservoirs, tuyaux, canalisations), l'enrobage doit être d'au moins 3 cm.
- Pour les parois situées à l'intérieur de locaux couverts, clos, et non exposées aux condensations, un enrobage d'au moins 1 cm est suffisant.

Ces directives visent à assurer la durabilité des structures en béton armé en protégeant les armatures contre la corrosion et les agressions environnementales.

## **I.7. Les actions sur la structure**

### **I.7.1. Définitions**

Les charges sont des forces appliquées à une structure, soit directement, telles que les charges permanentes, les charges variables d'exploitation, les charges climatiques et les charges accidentelles, soit indirectement, résultant des effets du retrait, du fluage, des variations de température et du tassement.

**I.7.2. Les actions permanentes « G »**

Les actions permanentes, qu'elles aient une intensité constante ou varient peu dans le temps, englobent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des éléments, tels que la maçonnerie de remplissage, les cloisons et les revêtements.
- Les forces résultant du poids, de la poussée de l'eau et des terres.
- Les forces dues à des déformations permanentes, telles que celles liées au mode de construction, au tassement et au retrait.

**I.7.3. Les actions variables « Q »**

Les actions variables, qui varient considérablement dans le temps, incluent :

- Les charges d'exploitation, liées à l'utilisation de la structure.
- Les charges climatiques.
- Les variations de température.

**I.7.4. Les actions accidentelles**

Les actions accidentelles découlent de phénomènes qui se produisent rarement et de manière instantanée, tels que :

- Charges climatiques exceptionnelles.
- Chocs causés par des véhicules, des engins de levage ou des ponts roulants.
- Explosions (gaz, bombes, etc.).
- Séismes.

**Conclusion**

A travers ce chapitre, nous avons défini tous les éléments composant notre ouvrage et les propriétés des matériaux utilisés, ainsi que les composants de l'ouvrage, en respectant les

normes du BAEL 91 modifié en 99, du DTR B.C.2.2. Charges et Surcharges, ainsi que du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

**Chapitre II**  
**Pré-dimensionnement des**  
**éléments**

---

**Introduction**

Ce chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments porteurs ainsi que des éléments secondaires de la structure du bâtiment. Cette étape, essentielle dans le processus de conception, a pour objectif de déterminer les dimensions initiales de ces éléments en fonction des charges appliquées. Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux normes en vigueur, à savoir le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 V 2003), les Règles BAEL 91 révisées 1999, ainsi que le DTR-B.C.2.2, en prenant en compte les charges permanentes et les charges d'exploitation.

**II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires**

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure (planchers, balcons, poutrelles, escaliers, l'acrotère).

**II.1.1. Plancher en corps creux**

Comme stipulé antérieurement dans le chapitre I, il est établi que le plancher représente une structure horizontale qui sépare deux niveaux distincts d'une construction résidentielle. Selon les matériaux employés et les méthodes de construction mises en œuvre, le plancher assume une fonction structurelle en supportant les charges et les surcharges, tout en remplissant un rôle essentiel en matière d'isolation thermique et acoustique.

Le plancher étudié est un plancher à poutrelles et entrevous, composé d'éléments spécifiques : des corps creux (ou entrevous), servant de coffrage perdu, sont disposés entre des poutrelles préfabriquées en béton armé, orientées selon la petite portée. Afin d'assurer une meilleure rigidité et une répartition efficace des efforts, un treillis soudé est intégré dans la dalle de compression supérieure.

L'épaisseur minimale du plancher est calculée conformément aux formules suivantes, conformément à l'Article **B 6-8-4.24 du code BAEL 91, modifié en 1999** :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{II. 1})$$

Avec :

$L_{\max}$  : représente la portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles ;

$h_t$  : désigne la hauteur totale du plancher (l'épaisseur).

La section minimale des poteaux en zone sismique (IIa) doit être supérieure ou égale à  $(25 \times 25)$  cm<sup>2</sup>, RPA99 modifié 2003- Art.7.4.1. Nous avons opté pour un poteau de largeur minimale égale à 25 cm.

Dans notre cas :

$$L_{max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm} \quad (\text{II. 2})$$

Ce qui donne :

$$h_t \geq \frac{350}{22.5} = 15,56 \text{ cm} \quad (\text{II. 3})$$

On adopte pour un plancher **ht = 20 cm**, corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

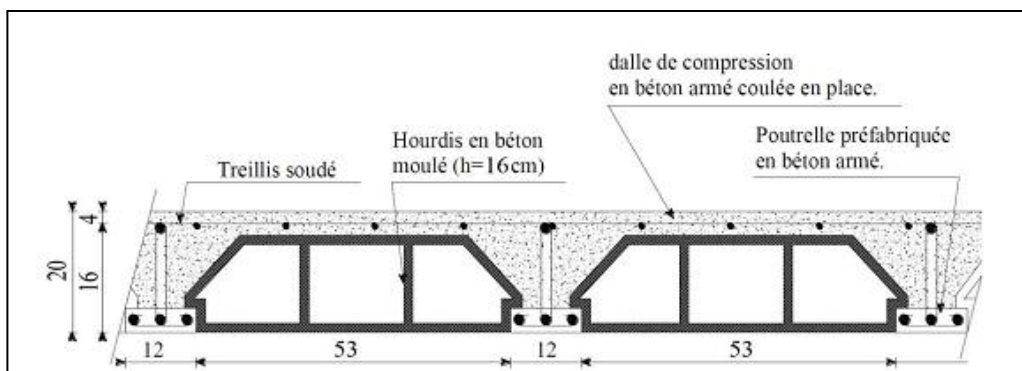


Figure II.1 : Plancher en corps creux (16+4).

### II.1.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T, distantes de généralement entre 55 cm et 65 cm entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

Les dimensions des poutrelles (figure II.2) doivent respecter la condition du CBA93 (article A.4.1.3):

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}\right) \quad (\text{II. 4})$$

Avec :

- ✓  $b_1$  : la largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure .
- ✓  $h_t$  : Hauteur du plancher ( $h_t = 20\text{cm}$ ) ;

✓ L : Distance entre nus de deux poutrelles ;

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm ;}$$

❖  $L_1$  : Portée minimale entre nus des poutrelles ;

$$L_1 = 350 - 25 = 325 \text{ cm.}$$

❖  $b_0$  : largeur de la poutrelle ;

$$b_0 = (0.4 ; 0.6) \times h_t = (8 ; 12 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{Soit : } b_0 = 12 \text{ cm.}$$

❖ b : Largeur de la dalle de compression

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{325}{10}\right) = (26.5; 32.50) = 26.50 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow b = b_0 + 2b_1 = 12 + 2 \times 26.5 = 65 \text{ cm}$$

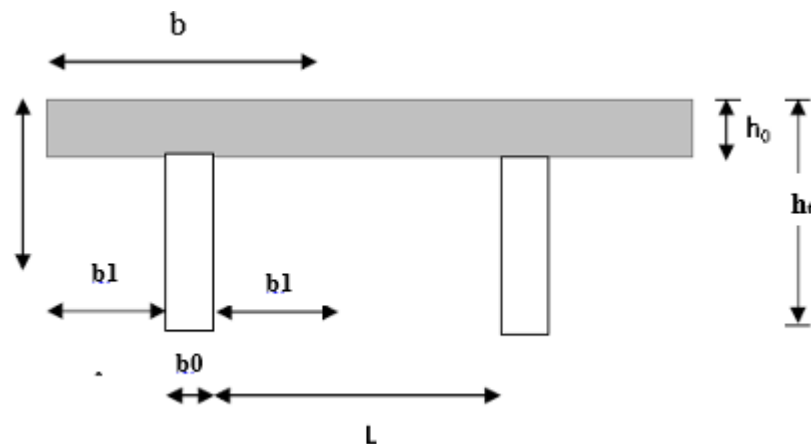


Figure II.2 : Dimension de la poutrelle.

### II.1.3. Les dalles pleines

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine, utilisé notamment pour les balcons, les paliers de repos et la dalle de la salle des machines, est réalisé en tenant compte des exigences essentielles en matière de résistance et d'utilisation. Conformément aux prescriptions du BAEL 91 modifié 99, article B.6.5.1 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad (\text{II.5})$$

Avec:

$l_x$  : Le petit côté du panneau de dalle considérée.

$l_y$  : Le grand coté du panneau de dalle considérée

L'épaisseur minimale de la dalle pleine est calculée conformément à la formule suivante :

**Condition de flexion (résistance) :**

- ❖ Dalle reposant sur un seul appui (console) :

$$e_p \geq \frac{l_x}{10} \quad (\text{II. 6})$$

- ❖ Dalle reposant sur un deux appuis :

$$\frac{l_x}{35} \leq e_p \leq \frac{l_x}{30} \quad (\text{II. 7})$$

- ❖ Dalle reposant sur un trois appuis :

$$\frac{l_x}{40} \leq e_p \leq \frac{l_x}{35} \quad (\text{II. 8})$$

- ❖ Dalle reposant sur un quatre appuis :

$$\frac{l_x}{50} \leq e_p \leq \frac{l_x}{40} \quad (\text{II. 9})$$

**Condition de résistance au feu : (CBA93)**

- ❖  $e_p = 7\text{cm}$  : pour une heure de résistance au feu.
- ❖  $e_p = 11\text{ cm}$  : pour deux heures de résistance au feu.
- ❖  $e_p = 17\text{cm}$  : pour quatre heures de résistance au feu.

**Condition de l'isolation acoustique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

**II.1.3.1. Calcul l'épaisseur de la dalle pleine des balcons :**

Les balcons de ce bâtiment sont principalement constitués d'éléments en corps creux, tandis qu'une partie est réalisée en dalle pleine. Cette portion en dalle pleine est dimensionnée comme une console appuyée sur deux appuis (figure II.3), en prenant en compte les charges permanentes (poids propre, revêtements) et les charges d'exploitation.

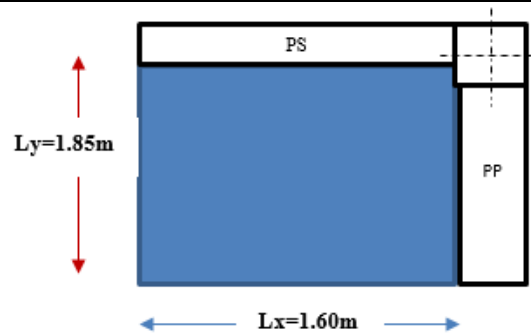


Figure II.3 : Dimension de la dalle pleine.

Dans notre cas  $l_x=1.60m$ .

$$e_p \leq \frac{160}{10} \rightarrow e_p \geq 16 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la dalle pleine des balcon est :  $e_p = 17 \text{ cm}$ .

## II.4. Les escaliers

### 4.1. Définition

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs les divers niveaux d'une construction ; ces derniers sont en béton armé coulé sur place ; ils sont constitués de paillasse et palier assimilée à des poutres isostatiques encastrées partiellement à leurs extrémités (figure II.4). Terminologie L'escalier est calculé à la flexion simple et n'étant pas exposé aux intempéries, la fissuration est considérée peu nuisible.

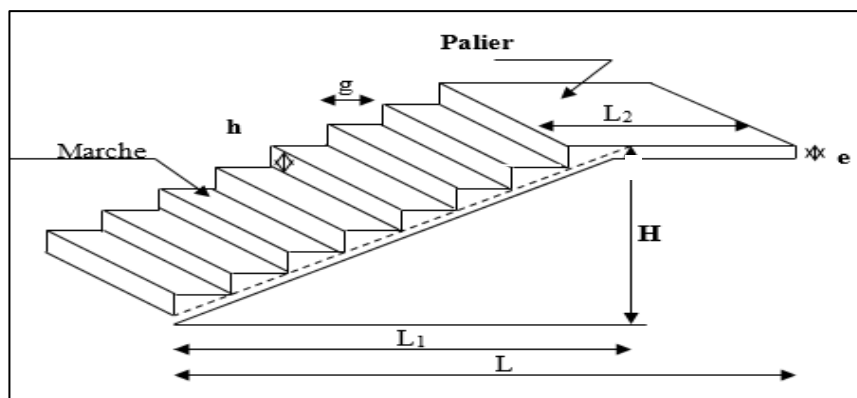


Figure II.4. Détail d'un escalier.

- $g$  : Largeur de la marche ;
- $h$  : Hauteur de la contre marche ;

- $e$  : épaisseur de la paillasse et de palier ;
- $H$  : hauteur de demi niveau ;
- $l$  : portée de la paillasse ;
- $l_2$  : largeur du palier ;
- $l_1$  : longueur de la paillasse projetée.
- $-L$  : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

#### II.4.1. Pré dimensionnement

Le pré-dimensionnement des escaliers concerne la détermination de  $g$ ,  $h$ ,  $e$ . Dans notre cas d'étude, la hauteur d'étage est la même à tous les niveaux du bâtiment, y compris au rez-de-chaussée, soit  $h=3,06\text{m}$ . Cela conduit à un type d'escalier à deux volées. La figure suivante illustre le type d'escalier étudié.

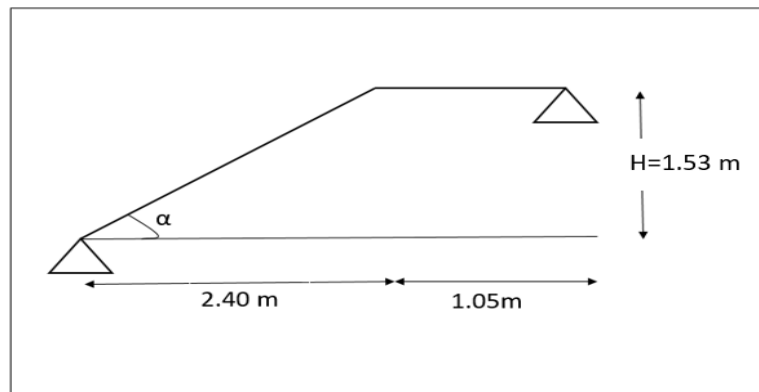


Figure II .5 : Schéma statique d'escalier

Pour qu'un escalier garanti sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier Les conditions suivantes :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \quad (\text{II. 9})$$

$$25 \leq g \leq 32\text{cm} \quad (\text{II. 10})$$

La fourme de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm} \quad (\text{II. 11})$$

$$\text{Aves : } h = \frac{H}{n}$$

Tel que :

H : hauteur de demi niveau.

n : nombre de contre marches.

$$\text{Et : } g = \frac{L_0}{n-1}$$

$L_0$  : longueur en plans des marches.

Dans notre plan :

$$H = 153 \text{ cm, } L_0 = 240 \text{ cm.}$$

n = 9 contre marche, et donc 8 marches.

$$\text{Ce qui donne } g = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

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

❖ Vérification de la loi de Blondel

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 65 \text{ cm.} \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 65 \text{ cm} \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm}$$

→ **Condition vérifiée .**

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

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad (II.13)$$

$$L = L_{\text{palier de départ}} + \sqrt{H^2 + L_1^2} + L_{\text{palier de repos}} \quad (II.12)$$

Dans notre cas :

$$L_{\text{palier de départ}} = 0 \quad \text{et} \quad L_{\text{palier de repos}} = 1.05 \text{ m.}$$

$$L = 0 + \sqrt{1,53^2 + 2,40^2} + 1,05 = 3.896 \text{ m.}$$

$$\frac{3896}{30} \leq e_p \leq \frac{3896}{20} \rightarrow 12,98 \leq e_p \leq 19,48$$

**On prend  $e_p = 18 \text{ cm}$**

## II.5. L'acrotère

### 5.1. Définition

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée sous l'effet de :

- Un effort normal  $N_G$  dû à son poids propre  $G$ .
- Un effort horizontal  $Q$  dû à la main courante estimée à 1kN/ml engendrant un moment de renversement  $M_Q$ .

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

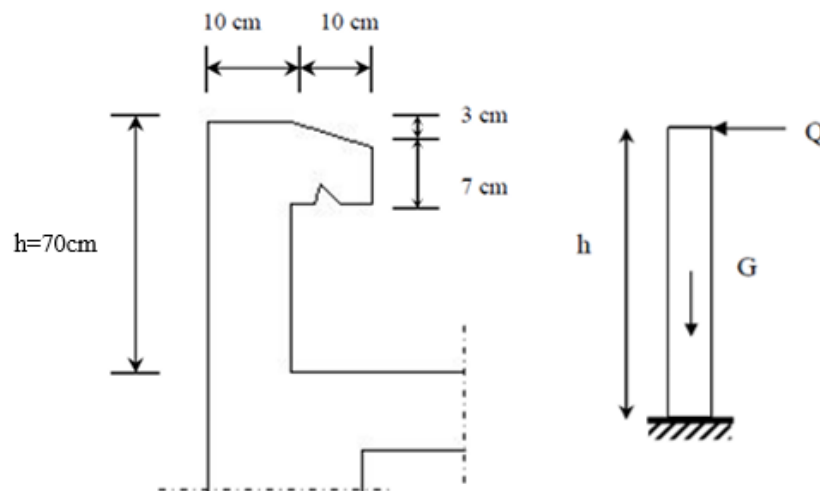


Figure II .6 : Coupe transversale et schéma statique de l'acrotère.

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G = \rho \times S_{acrotère} \times 1ml \quad (II.13)$$

Avec :

**G** : Poids propre de l'acrotère par ml.

**S** : surface de l'acrotère.

**$\rho$**  : Masse volumique du béton. ( $\rho = 2500\text{kg/m}^3$ )

$$G=25 \left[ \frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,7 \right] \times 1ml = 1,9625 \text{ KN/ ml}$$

## II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux

Sont des éléments porteurs qui constituent l'ensemble du bâtiment et qui reçoivent la totalité des charges horizontales et verticales, en les transmettant par l'intermédiaire des fondations jusqu'au sol qui est considéré comme un absorbant des charges.

### II.2.1. les poutres

Les poutres en béton sont des éléments structuraux conçus pour la construction de cadres d'ouvrages ou de bâtiments à un ou plusieurs niveaux. Ces poutres, généralement en béton armé, sont coulées sur place et assument la responsabilité de supporter les charges et les surcharges provenant des planchers, afin de les transférer aux éléments verticaux, tels que les poteaux et les voiles.

Il existe deux catégories de poutres :

- Les poutres principales, qui constituent les éléments porteurs principaux de la structure.
- Les poutres secondaires, qui jouent un rôle dans le chaînage de l'ensemble.

Pour garantir une performance optimale, les poutres de construction doivent présenter des sections régulières, qui peuvent être soit rectangulaires soit carrées. Selon les directives du code «B.A.E.L.91\_modifiées.99», les poutres doivent être pré-dimensionnées en fonction des critères de rigidité, en particulier en ce qui concerne la flèche. De plus, elles doivent être vérifiées conformément aux dispositions du règlement «RPA version 2003».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont déterminées comme suit :

$$\diamond \text{ Hauteur « ht » : } \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (II.14)$$

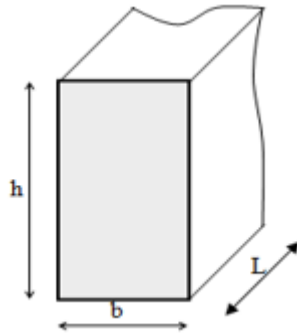
$$\diamond \text{ Largeur « b » : } \quad 0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

Avec :

$L_{\max}$  : La plus grande travée dans le sens considéré.

**h** : Hauteur de la poutre.

**b** : Largeur de la poutre.



**Figure II. 7 : Dimensions de poutre.**

En plus, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes de « **RPA version 2003** (Art 7.5.1) » :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Largeur : } b \geq 20\text{cm} \\ \text{Hauteur : } h \geq 30\text{cm} \\ \text{Le rapport : } \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \quad (\text{RPA version 2003. Art 7.5.1})$$

### A. Poutres principales (pp)

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

- **Hauteur**

Sachant que :  $L = 375 - 25 = 350 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \\ 23,33 \leq h \leq 35 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

- **Largeur**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,4 \text{ ht} \leq b \leq 0,7\text{ht} \\ 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \\ 14 \leq b \leq 24,50 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

**B. Poutres secondaires (ps)**

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres principales.

- **Hauteur**

Sachant que :  $L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \\ 21.66 \leq h \leq 32.5 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

- **Largeur**

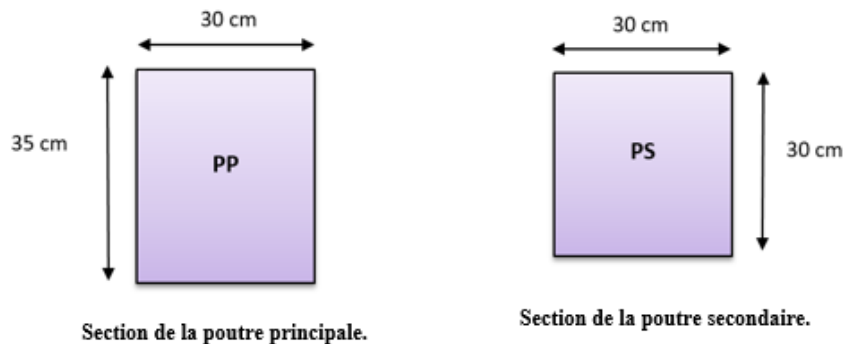
$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \\ 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \\ 12 \leq b \leq 21 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

**Tableau II. 1 :** Vérification des conditions exigées par le RPA.

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35	30	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.17	1.0	Vérifiée

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Poutres principales :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .



**Figure II. 8 :** Sections transversales des poutres principales et secondaires .

II.2.2. les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations.

D'après le RPA version 2003 article 7.7.1, les voiles doivent satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4a \tag{II.15}$$

Avec : **L** : Largeur du voile

**a**: L'épaisseur du voile.

**h<sub>e</sub>** : hauteur libre d'étage.

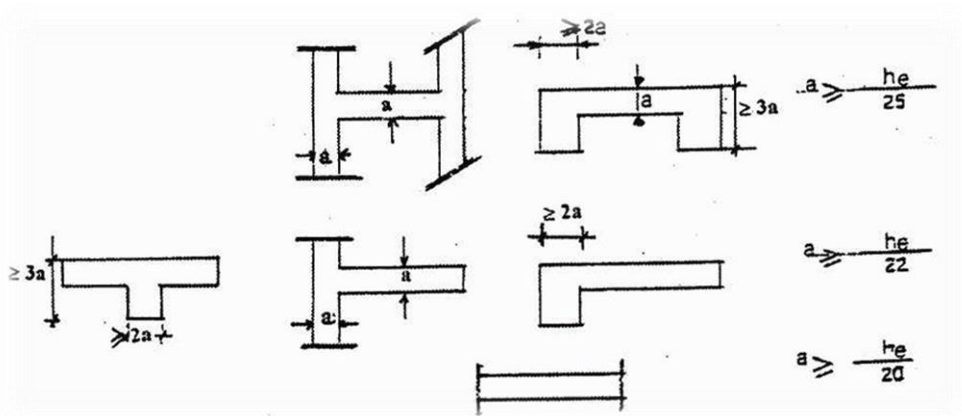


Figure II. 9 : Coupe de voile en élévation.

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, le pré dimensionnement des voiles se fera conformément comme la montre la figure si dessous :

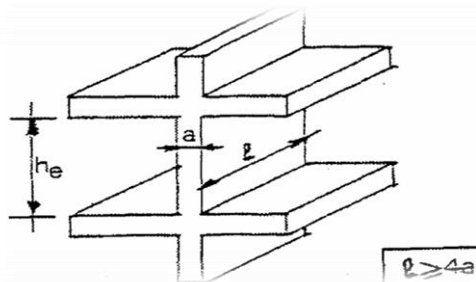


Figure II. 10 : coupe de voile en plan .

Dans notre cas, l'épaisseur des voiles doit être prise comme suit :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad (II.16)$$

Avec :  $h_e = h - h_{ps}$

$$\rightarrow h_e = 306 - 30 = 276 \text{ cm}$$

$$e_p = \frac{h_e}{20} = \frac{276}{20} = 13,80 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

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

### II.2.3. les poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$ , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est obtenue par les formules suivant :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad (II.17)$$

Avec :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte limite de service du béton en compression ; donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad (II.18)$$

- **fc28** : Résistance du béton à 28 jours.
- **Ns** : Effort normal de compression à la base du poteau, sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

$$N_s = G + Q \quad (II.19)$$

Avec :  $G$  : charge permanente,  
 $Q$  : surcharge d'exploitation,

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

Le RPA nous impose pour la zone (II.a) les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : (Art 7.4.1 RPA 2003)

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  ..... En zone I, IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  ..... En zone IIb et III.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec:  $b_1$ : petit cote de la section des poteaux.

$h_1$  : grand cote de la section des poteaux.

### II.3. Descente de charge

#### II.3.1. Définition de la descente de charge

La descente de charges consiste en la détermination du cheminement des forces au sein de la structure, depuis leur point d'application initial jusqu'aux fondations. En règle générale, les charges se répartissent en fonction des zones attribuées à chaque élément porteur de la structure, à savoir les poutres, les poteaux ou les voiles. Ces zones spécifiques, délimitant la répartition des charges, sont désignées sous le terme de "surfaces d'influence".

#### II.3.2.charges et surcharges revenant au poteau :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau (C, 2).

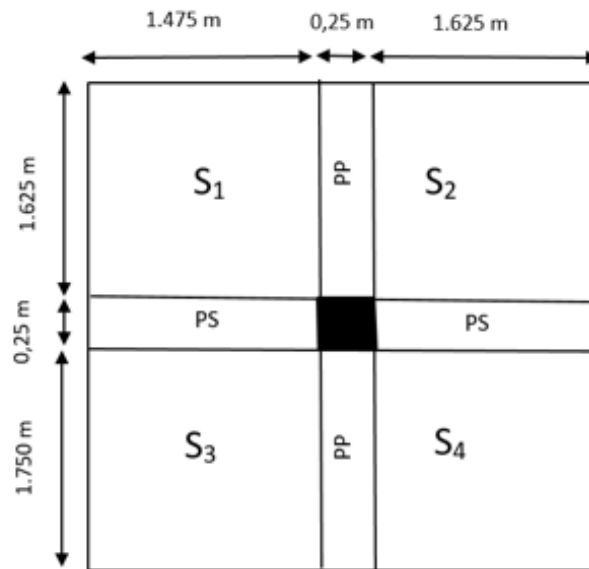


Figure II. 11 : Surface d'influence du poteau (C, 2).

Surface nette :

Avec

$$\begin{cases}
 S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 & (II.20) \\
 S_1 = 1.475 \times 1.625 = 2.397 \text{ m}^2 \\
 S_2 = 1.625 \times 1.625 = 2.641 \text{ m}^2 \\
 S_3 = 1.75 \times 1.475 = 2.581 \text{ m}^2 \\
 S_4 = 1.625 \times 1.750 = 2.844 \text{ m}^2
 \end{cases}$$

Donc:  $S_n = 10,463 \text{ m}^2$

Surface brute :  $[(3.50 + 3.75) / 2] \times [(3.20 + 3.50) / 2] = 12,14 \text{ m}^2$

### II.3.3: Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Les valeurs des poids volumiques des composants des planchers et des murs sont fournies par le **DTR B.C.2.2**, de même que les données relatives aux surcharges d'exploitation.

Ces informations sont essentielles pour effectuer des calculs précis lors de la conception et de la vérification de la structure.

II.3.3.1. Charge permanente

❖ Plancher terrasse (inaccessible )

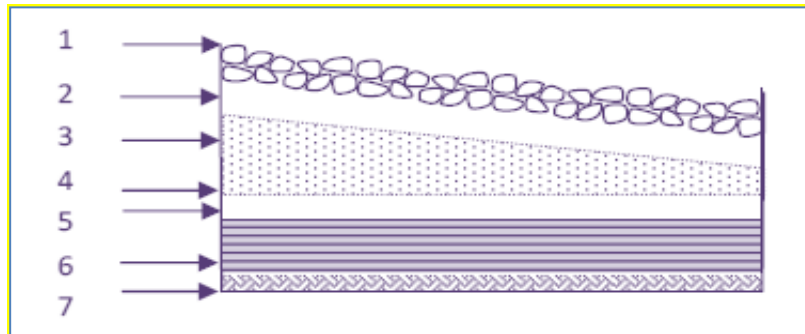


Figure II.12 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible).

Tableau II.2 : Calcul de la charge permanente de plancher terrasse.

N°	Elément	Épaisseur(m)	poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0.05	20	1,00
2	Étanchéité multicouches	0.02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1,32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0,01
5	Isolation thermique	0.04	4	0,16
6	Plancher en corps creux	0.20	/	2,80
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0,20
<b>G total</b>				<b>5,61</b>

❖ Plancher d'étage courant :

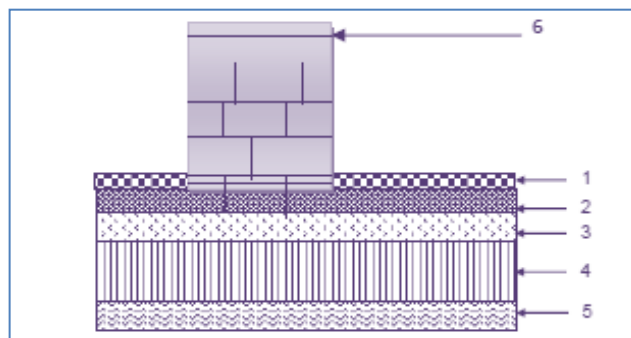


Figure II.13 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de l'étage usage d'habitation.

N°	Élément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	couche de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher en corps creux	0,20	/	2,80
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison de séparation	0,10	9	0,90
<b>G total</b>				<b>5,24</b>

❖ **Maçonnerie : Mur extérieur**

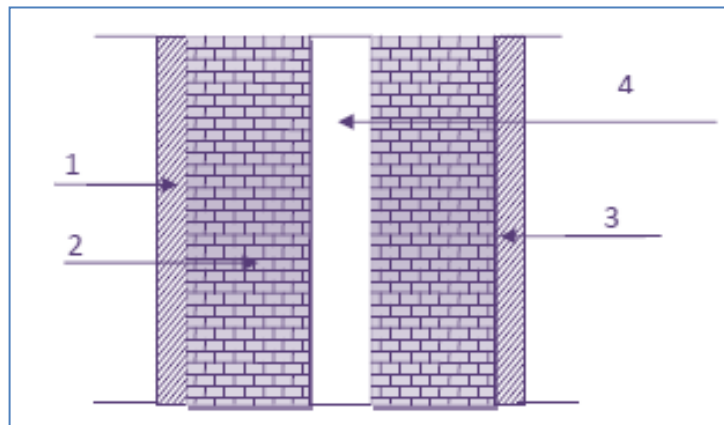
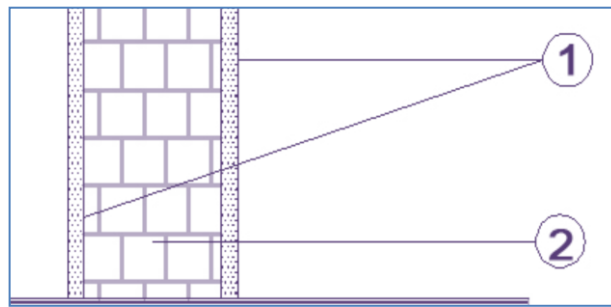


Figure II.14 : Coupe verticale du mur extérieur.

Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.

N°	Élément	Épaisseur (m)	pds volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse (intérieure et extérieure)	2 x 0.1 = 0.2	9	1.8
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
4	L'âme d'air	0.05	0	0
<b>G total</b>				<b>2.36</b>

❖ **Maçonnerie :Mur intérieur**



**Figure II.15 : Coupe verticale du mur intérieur.**

**Tableau II.5:** Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.

N°	Elément	Épaisseur(m)	poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>G total</b>				<b>1.3</b>

❖ **Dalle pleine :Balcon**

**Tableau II.6:** Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (balcon).

N°	Désignation	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	0.20	25	5,00
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>G total</b>				<b>6,36</b>

## II.3.3.2. Charge d'exploitation (DTR B.C.2.2-Art 7.2.1) :

Tableau II.7: Récapitulatif des surcharges d'exploitations

Élément	Surcharges [KN/m <sup>2</sup> ]
Plancher RDC	1.5
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher terrasse inaccessible	1
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

## II.3.4. Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence :

a. Poids du plancher :  $P = G \times S$  (II. 21)

- Plancher terrasse inaccessible :  $P = 5,61 \times 10,463 = 58,697 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant :  $P = 5,24 \times 10,463 = 54,826 \text{ KN}$

## b. Poids des Poutres :

- Poutres principales :  $P_{pp} = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times (1.750+1.625) = 08,859 \text{ KN}$
- Poutres secondaires :  $P_{ps} = (0.30 \times 0.30) \times 25 \times (1.625+1.475) = 06,975 \text{ KN}$

D'où le poids total :  $P = P_{pp} + P_{ps}$  (II. 22)

$$P = 8,859 + 6,975 = \mathbf{15,834 \text{ KN}}$$

## c. Les poteaux

Nous avons fixé les dimensions minimales qui sont données par le RPA version 2003 :

(bxh) = (25x25) cm<sup>2</sup> pour la Zone IIa

Poids de poteaux :  $G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4,781 \text{ KN}$  (II. 23)

## d. Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse :  $Q_0 = 1 \times 10,463 = \mathbf{10,463 \text{ KN}}$  (II. 24)
- Plancher étage courant :  $Q_1 = \dots = Q_7 = 1.5 \times 10,463 = \mathbf{15,695 \text{ KN}}$

II.3.5. Dégression des surcharges d'exploitations :

Les dispositions du code BAEL 99 imposent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation, en particulier dans le cas des bâtiments comportant un grand nombre d'étages (ou niveaux), où les utilisations des différents niveaux peuvent être considérées comme indépendantes les unes des autres. Le nombre minimum d'étages requis pour que la loi de dégression soit prise en compte est de cinq (05). Nous pouvons donc utiliser la formule recommandée par le **DTR B.C 2.2**, qui traite des charges permanentes et des charges d'exploitation de la manière suivante :

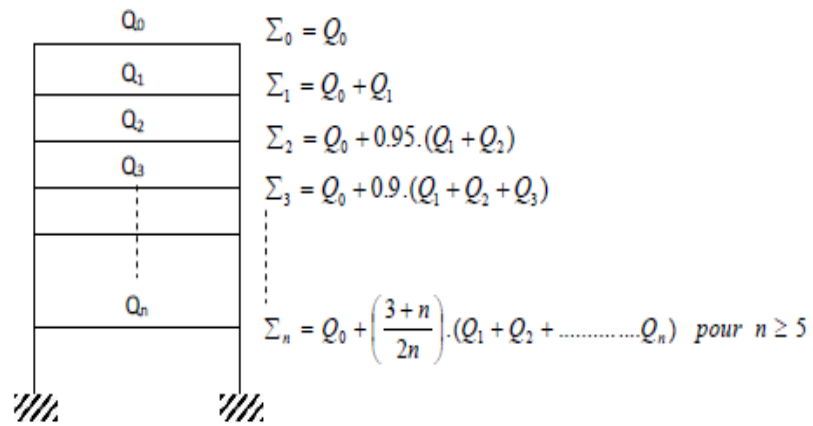


Figure II.16 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Avec :  $Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage (i).

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

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

Tableau II.8: Coefficients de dégression de surcharges.

<b>Niveaux</b>	7	6	5	4	3	2	1	RDC
<b>Coefficients</b>	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71

Tableau II.9 : Les surcharges cumulées

Niveaux	Opération
7	$Q_0$
6	$Q_0 + Q_1$
5	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
4	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
3	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
2	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
1	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
RDC	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

## ❖ Application numérique

Tableau II.10: Résultats des surcharges cumulées.

Niveaux	Opération	Résultats [KN]
7	10,463KN	10,463
6	10,463+ 15,695	26,158
5	10,463+0,95x(15,695x2)	40,284
4	10,463+0,9x(15,695x3)	52,839
3	10,463+0,85x(15,695x4)	63,826
2	10,463+0,8x(15,695x5)	73,243
1	10,463+0,75x(15,695x6)	81,091
RDC	10,463+0,71x(15,695x7)	88,467

❖ Dimensionnement des poteaux

Tableau II.11 : Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G total (KN)	G cumulé (KN)	Q cumulé (KN)	Ns = Gc + Qc	Smin (cm <sup>2</sup> )	Lmin (cm)	S adoptée (cm <sup>2</sup> )
Étage 7	58,697	4,781	15,834	79,312	79,312	10,463	89,775	59,85	7,74	35×35
Étage 6	54,826	4,781	15,834	75,441	154,753	26,158	180,911	120,61	10,98	35×35
Étage 5	54,826	4,781	15,834	75,441	230,194	40,284	270,478	180,32	13,43	35×45
Étage 4	54,826	4,781	15,834	75,441	305,635	52,839	358,474	238,98	15,46	35×40
Étage 3	54,826	4,781	15,834	75,441	381,076	63,826	444,902	296,60	17,22	35×40
Étage 2	54,826	4,781	15,834	75,441	456,517	73,243	529,76	353,17	18,79	40×45
Étage 1	54,826	4,781	15,834	75,441	531,958	81,091	613,049	408,69	20,22	40×45
RDC	54,826	4,781	15,834	75,441	607,399	88,467	695,866	463,91	21,54	40×45

**Remarque :** Il est à noter que les sections des poteaux spécifiées dans ce chapitre pourraient être sujettes à des modifications à l'avenir pour les raisons suivantes :

- Si les sections des armatures métalliques requises dans les poteaux sont significativement accrues, il pourrait être nécessaire d'augmenter les sections en béton correspondantes.
- En cas de non-validation de la période de vibration de la structure.

**Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.4.1 du RPA99) :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}, \text{ En zone I, IIa}$
  - $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
  - $1/4 < \frac{b_1}{h_1} < 4$
- (II.25)

**Pour RDC et les étages 1, 2 (40x45)**

$\text{Min}(40, 45) = 45 \geq 25 \text{ cm} \dots \text{CV}$

$\text{Min}(40, 45) \geq 306/20 = 15,3 \text{ m} \dots \text{CV}$

$1/4 = 0,25 < \frac{40}{45} = 0,889 < 4 \dots \text{CV}$

**Pour les étages 3, 4, 5 (35x40)**

$$\text{Min}(35, 40) = 40 ; 40 \geq 25 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

$$\text{Min}(35, 40) \geq 306/20 = 15,3 \text{ m} \dots \text{CV}$$

$$1/4 = 0,25 < \frac{35}{40} = 0,875 < 4 \dots \text{CV}$$

**Pour les étages 6, 7 (35x35)**

$$\text{Min}(35, 35) = 35 \geq 25 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

$$\text{Min}(35, 35) \geq 306/20 = 15,3 \text{ m} \dots \text{CV}$$

$$1/4 = 0,25 < \frac{35}{35} = 1 < 4 \dots \text{CV}$$

**Vérifications de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement :**

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

**Il faut vérifier que l'élancement  $\lambda$  des poteaux est : (BAEL91 modifié 99.B.8.3)**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \quad (II.26)$$

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$ ) (BAEL91 modifié 99 ; B.8.3.3.1)

$l_0$  : hauteur libre du poteau

$$i : \text{rayon de giration} \left( i = \sqrt{\frac{I}{S}} \right) \quad (II.27)$$

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

$$I : \text{moment d'inertie du poteau} \quad I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (II.28)$$

$$I_x = \frac{h \cdot b^3}{12} \quad (II.29)$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times l_0 \sqrt{12}}{b} = 2,42 \frac{l_0}{B} \quad (II.29)$$

Tableau II.12. Vérification des poteaux au flambement.

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	$I = \frac{h \times b^3}{12}$ × 10 <sup>-2</sup> (m <sup>4</sup> )	$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ 10 <sup>-2</sup> (m)	Lo (m)	Lf (m)	$\lambda = \frac{Lf}{i}$	Vérification
(35x35)	125052.08	10,104	3,06	2,14	<b>21,18</b>	Condition vérifiée
(35x40)	142916.66	10.104	3,06	2,14	<b>21,18</b>	Condition vérifiée
(40x45)	240000	11.547	3,06	2,14	<b>1</b>	Condition vérifiée

**Conclusion**

À ce stade, nous avons réalisé une pré-dimensionnement de tous les éléments structuraux de cet ouvrage. Il est important de noter que les sections obtenues à ce stade ne sont pas définitives, car elles peuvent être modifiées après la réalisation de l'étude dynamique. Par conséquent, nous avons choisi de procéder au pré-dimensionnement conformément aux paramètres suivants :

- **Plancher à corps creux :** 16+4 cm
- **Poutre :**
  - ✓ Poutres principales : (30x35) cm<sup>2</sup>.
  - ✓ Poutres secondaires : (30x30) cm<sup>2</sup>.
- **Voiles :** ep =20 cm .
- **Poteaux :**

Niveau	Etages 6, 7	Etages 3, 4,5	Etages RDC, 1,2
<b>S adoptées (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>35×35</b>	<b>35×40</b>	<b>40×45</b>

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

## Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (planchers, escalier, poutre palière, acrotère, l'ascenseur, balcon et poutre de chinage).

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitation.

### III.1. Les planchers

Nous adopterons un plancher de **(16+4) cm**. Donc :  **$h_t=20$  cm**

#### III. 1 ferrailage des poutrelles

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

#### ➤ Calcul des armatures perpendiculaire aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4l'}{f_e} \text{ Lorsque } 50 \text{ cm} \leq l' \leq 80 \text{ c} \quad (III. 1)$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \text{ Lorsque } l' \leq 50 \text{ cm}$$

$l'$  : l'entraxe des poutrelles en cm

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier en Mpa

$A_{\perp}$  : section d'armatures en  $\text{cm}^2$  par mètre linéaire.

Dans notre cas  $50 \text{ cm} \leq l' \leq 80 \text{ cm}$

$$A_{\perp} \geq \frac{4(65)}{520} = 0,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \quad (III. 2)$$

**Soit :  $A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Avec :  $e=20$  cm**

➤ Calcul des armatures parallèles aux poutrelles

$$A // = \frac{A_{\perp}}{2} A // = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (III.3)$$

Soit :  $A // = 4T5 = 0,78\text{cm}^2$  avec :  $e=25 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520).

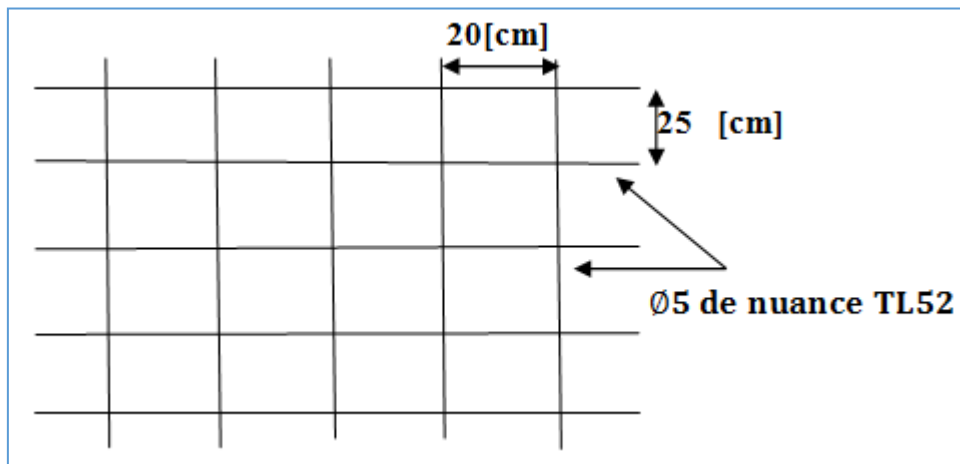


Figure III. 1 : Treillis soudé de (20×25) cm<sup>2</sup>

III.1.2 Étude des poutrelles

Nous rappelons dans la figure (III.1), le dimensionnement des poutrelles adoptés.

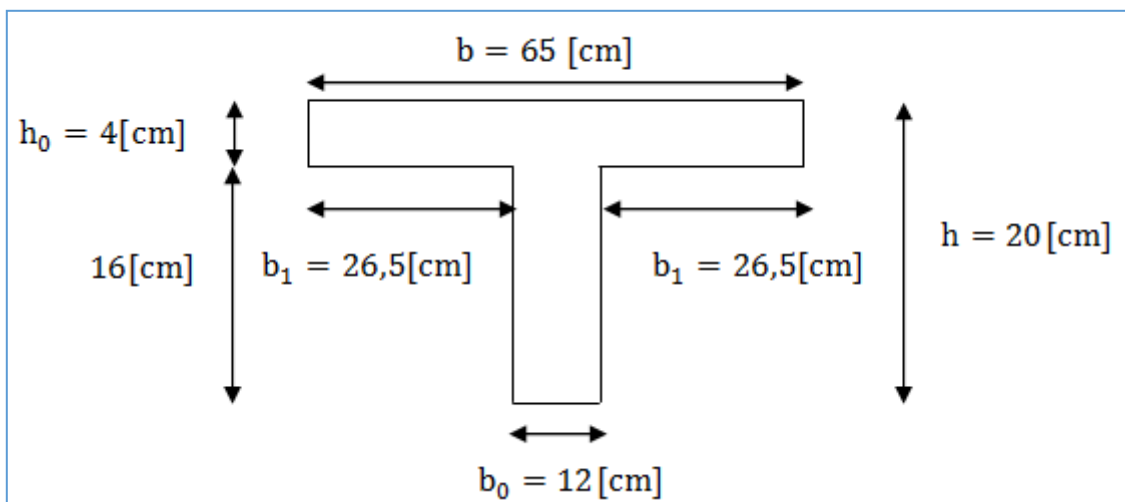


Figure III. 2 : Dimensions de la poutrelle.

Le calcul des poutrelles est fait en deux étapes : avant coulage et après coulage de la dalle de compression.

a) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples. Elles travaillent en flexion simple et soumises aux charges suivantes : le poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

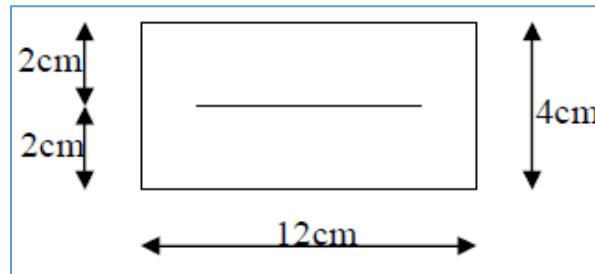


Figure III. 3 : Dalle de compression (section rectangulaire)

➤ Chargement de la poutrelle

- Poids de la poutrelle :  $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$  (III. 3)

- Poids propre du corps creux :  $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$  (III. 4)

Avec : 0,95 KN/m<sup>2</sup> est le poids propre du corps creux.

- Charge permanente  $G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 \rightarrow G_{\text{tot}} = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$

- Surcharge de l'ouvrier :  $Q=1 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (**L=3,50m**).

• Combinaison de charges :

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

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

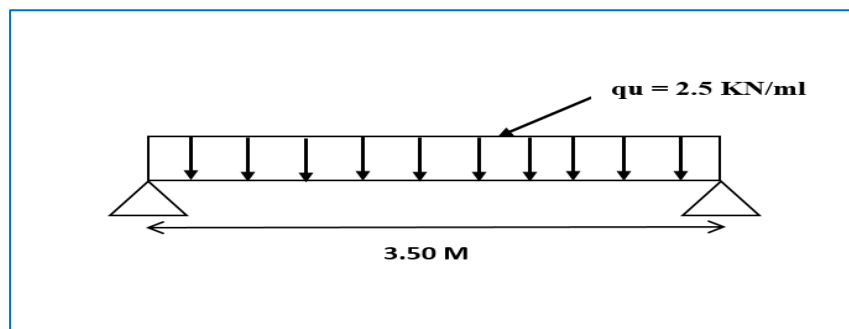


Figure III. 4 : Schéma de calcul des poutrelles.

➤ **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} \quad (III.5)$$

$$M_u = \frac{2,5 \times (3,50)^2}{8} = 3,82 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} \quad (III.6)$$

$$T_u = \frac{2,5 \times 3,50}{2} = 4,375 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad (III.7)$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

On a :

$$\mu_u = \frac{3,82 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 5,60 \quad \mu_u \gg \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{La section est doublement armée (SDA).}$$

**Conclusion :**

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

**b) Après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement à ses deux extrémités. Elle a une section en T et est soumise aux charges uniformes suivantes :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

- Poids propre de plancher :  $G = 5.61 \times 0.65 = 3.65 \text{ KN/ml}$

- Surcharges d'exploitation :  $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

- **Plancher étage courant :**

- Poids de plancher :  $G = 5.24 \times 0.65 = 3.41 \text{ KN/ml}$

- Surcharges d'exploitation :  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$

- **Combinaison des charges :**

- **Plancher terrasse inaccessible :**

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.65) + (1.5 \times 0.65) = 5.90 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = G + Q = 3.65 + 0.65 = 4,30 \text{ KN/ml}$

- **Plancher étage courant :**

ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5Q = (1.35 \times 3.41) + (1.5 \times 0.98) = 6.06 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = G + Q = 3.41 + 0.98 = 4.40 \text{ KN/ml}$

Remarque : La charge appliquée à l'étage courant est plus importante que celle de la terrasse inaccessible, alors pour cette raison il y'a lieu de menée les calculs pour l'étage courant.

### **III.1. 3. Choix de la méthode**

Les efforts internes peuvent être déterminés à l'aide des méthodes suivantes :

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

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (Art B.6.2,210/BAEL91modifié 99) :**

1) La valeur de la surcharge doit vérifier la condition suivante :  $Q \leq (2G; \text{ou bien } 5\text{KN/m}^2)$

$$\begin{cases} 2G = 2 \times 5.24 = 10.48 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**Donc :**  $Q \leq (2G; \text{ou bien } 5\text{KN/m}^2) \rightarrow$  **Condition vérifiée**

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées.  
 $\rightarrow$  **Condition vérifiée**

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre (0,8 et 1,25)

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{3,4}{3,2} = 1,06 \leq 1,25$$

$$\frac{3,2}{3,5} = 0,91 \leq 1,25$$

$$\frac{3,5}{3,4} = 1,02 \leq 1,25$$

$$\frac{3,4}{3,5} = 0,97 \leq 1,25$$

$$\frac{3,5}{3,2} = 1,09 \leq 1,25$$

$$\frac{3,2}{3,4} = 0,94 \leq 1,25$$

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

### **Conclusion :**

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

➤ **Principe de la méthode (BAEL91/ (modifier 99) Art B.6.2, 211)**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments en appuis, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant ( $M_0$ ) dans la travée dite de comparaison, c'est -à- dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Exposé de la méthode :**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

- $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant (moment isostatique) dans la travée de comparaison.

$$M_0 = ql^2/8$$

Avec :  $l$  est longueur entre nus des appuis.

- $M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- $M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- $M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs,  $M_w$ ,  $M_e$ ,  $M_t$ , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1+0,5) M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0$$

$$M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \geq M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \geq M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis doit être au moins égale à :

- 0,6  $M_0$  pour une poutre à deux travées.
- 0,5  $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4  $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- 0,3  $M_0$  pour les appuis de rive

➤ **Application de la méthode :**

Dans le cas de notre structure nous avons deux types de poutrelles (figure III.4)

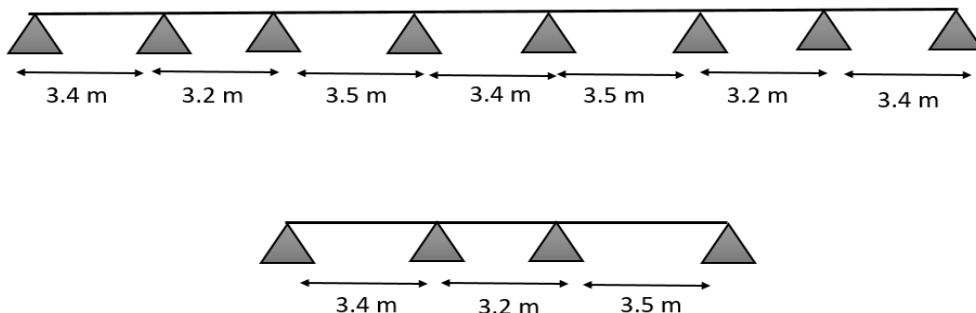
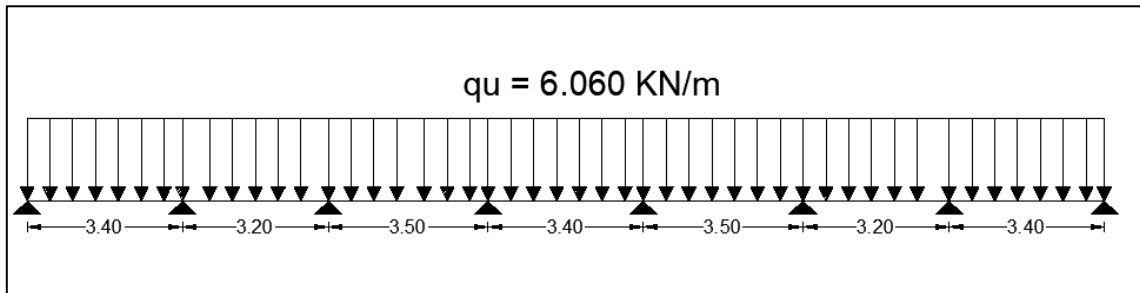


Figure III.5 : Types des poutrelles.

- Calcul du rapport des charges  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,975}{0,975+3,406} = 0,222 \quad \Longrightarrow \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} \dots \text{condition vérifiée}$$

**1<sup>er</sup> cas : poutrelle sur 8 appuis et 7 travées :**



**Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle.**

➤ **Calcul des moments statiques :**

$$M_{01} = M_{04} = M_{07} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,060 \times 3,4^2}{8} = 8,756 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{06} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,060 \times 3,2^2}{8} = 7,756 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = M_{05} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,060 \times 3,5^2}{8} = 9,279 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = M_H = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 8,756 = 2,626 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0,5 \times \text{Max} ( M_{01} ; M_{02} ) = 0,5 M_{01} = 0,5 \times (8,756) = 4,378 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = 0,4 \times \text{Max} ( M_{02} ; M_{03} ) = 0,4 \times M_{03} = 0,4 \times 9,279 = 3,711 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = 0,4 \times \text{Max} ( M_{03} ; M_{04} ) = 0,4 \times M_{03} = 0,4 \times 9,279 = 3,711 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant en travées :**

**A. Étude des travées AB et GH (de rive) :**

$$1) M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)$$

$$M_{t_{AB}} \geq - \left( \frac{2,625 + 4,378}{2} \right) + (1,067 \times 8,756) = 12,845 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{AB}} \geq \left( \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0 = 0,633+8,756 = 5,543$$

On prend  $M_{t_{AB}} = M_{t_{GH}} = 12,845 \text{ KN.m}$

**B. Étude de la travée BC et FG :**

$$1) M_{t_{BC}} \geq - \left( \frac{4,378+3,711}{2} \right) + (1,067 \times 7,756) = 11,870 \text{ KN.}$$

$$2) M_{t_{BC}} \geq 0,533 \times 7,756 = 4,134 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{t_{BC}} = M_{t_{DE}} = 11,870 \text{ KN.}$

**C. Étude de la travée CD et EF :**

$$1) M_{t_{CD}} \geq - \left( \frac{3,711+3,711}{2} \right) + (1,067 \times 9,279) = 13,612 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{CD}} \geq 0,533 \times 9,279 = 4,904 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{t_{CD}} = M_{t_{EF}} = 13,612 \text{ KN.m}$

**D. Étude de la travée DE :**

$$1) M_{t_{DE}} \geq - \left( \frac{3,711+3,711}{2} \right) + (1,067 \times 8,756) = 13,054 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{DE}} \geq 0,533 \times 8,756 = 4,667 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{t_{DE}} = 13,054 \text{ KN.m}$

**Tableau III. 1 Moments aux appuis a ELU**

Appuis	Valeurs (KN.m)
MA	2,626
MB	4,378
MC	3,711
MD	3,711
ME	3,711
MF	3,711
MG	4,378
MH	2,626

Tableau III. 2 Moments en travées à ELU

Travée	Valeurs (KN.m)
Mt A-B	12,845
Mt B-C	11,870
Mt C-D	13,612
Mt D-E	13,054
Mt E-F	13,612
Mt F-G	11,870
Mt G-H	12,845

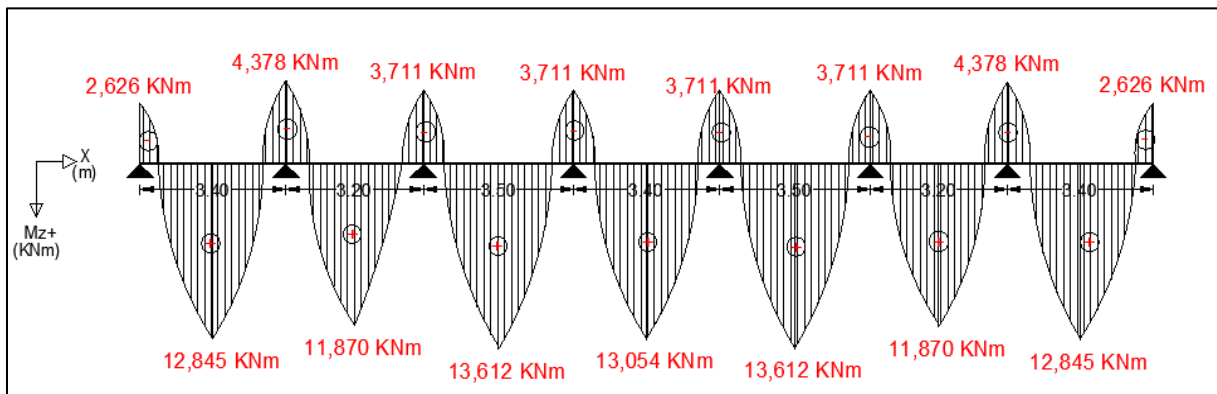


Figure III. 7 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU

➤ Calcul des efforts tranchants :

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

Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6,060 \times 3,4}{2} + \frac{(-4,378) - (-2,626)}{3,4} = 9,79 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{6,060 \times 3,4}{2} + \frac{(-4,639) - (-2,626)}{3,4} = -10,817 \text{ KN}$$

Travée BC:

$$T_B = \frac{6,060 \times 3,2}{2} + \frac{(-3,711) - (-4,378)}{3,2} = 9,904 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{6,060 \times 3,2}{2} + \frac{(-3,711) - (-4,639)}{3,2} = -9,488 \text{ KN}$$

Travée CD

$$T_C = \frac{6,060 \times 3,5}{2} + \frac{(-3,711) - (-3,711)}{3,5} = 10,605 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{6,060 \times 3,5}{2} + \frac{(-3,711) - (-3,711)}{3,5} = -10,605 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{6,060 \times 3,4}{2} + \frac{(-3,711) - (-3,711)}{3,4} = 10,302 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{6,060 \times 3,4}{2} + \frac{(-3,711) - (-3,711)}{3,4} = -10,302 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = \frac{6,060 \times 3,5}{2} + \frac{(-3,711) - (-3,711)}{3,5} = 10,605 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{6,060 \times 3,5}{2} + \frac{(-3,711) - (-3,711)}{3,5} = -10,605 \text{ KN}$$

Travée FG:

$$T_F = \frac{6,060 \times 3,2}{2} + \frac{(-4,378) - (-3,711)}{3,2} = 9,488 \text{ KN}$$

$$T_G = -\frac{6,060 \times 3,2}{2} + \frac{(-4,378) - (-3,711)}{3,2} = -9,904 \text{ KN}$$

Travée GH:

$$T_G = \frac{6,060 \times 3,4}{2} + \frac{(-2,626) - (-4,378)}{3,4} = 10,817 \text{ KN}$$

$$T_H = -\frac{6,060 \times 3,4}{2} + \frac{(-2,626) - (-4,378)}{3,4} = -9,787 \text{ KN}$$

Tableau III. 3 : Efforts tranchant

Travée	ELU KN	
	T(i)	T (i+1)
Mt A-B	9,79	-10,817
Mt B-C	9,904	-9,488
Mt C-D	10,605	-10,605
Mt D-E	10,302	-10,302
Mt E-F	10,605	-10,605
Mt F-G	9,488	-9,904
Mt G-H	10,817	-9,787

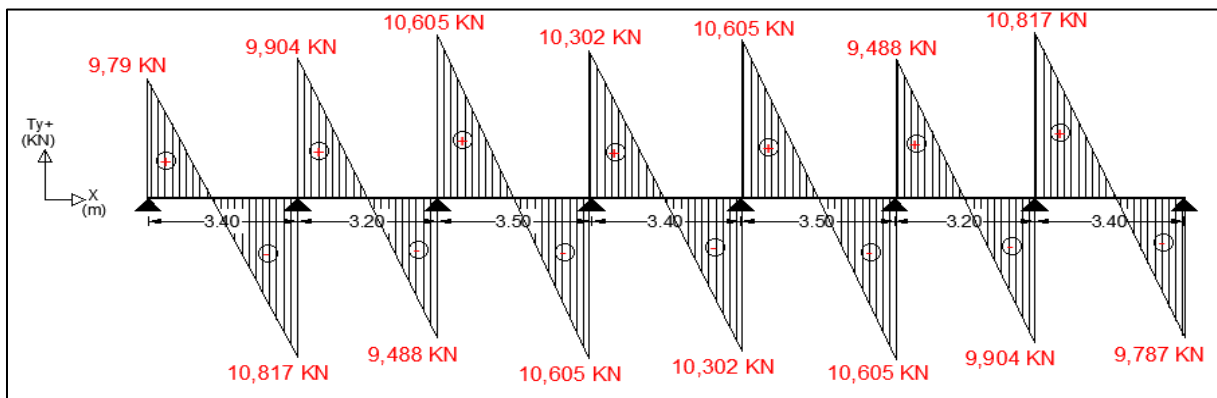


Figure III. 8 : Diagramme des efforts tranchants.

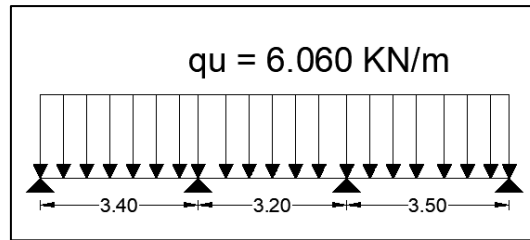
**2<sup>eme</sup> cas : poutrelle sur 4 appuis et 3 travées :**

Figure III.9 : Schéma statique de la poutrelle

**➤ Calcul des moments statiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,060 \times 3,4^2}{8} = 8,756 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,060 \times 3,2^2}{8} = 7,756 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,060 \times 3,5^2}{8} = 9,279 \text{ KN.m}$$

**➤ Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$ . pour un ferrailage constructif au niveau des appuis de rive on prendre les valeurs des moments  $0,15$  à  $0,20 M_0$

$$M_B = 0,5 \times \text{Max} ( M_{01} ; M_{02} ) = 0,5 M_{01} = 0,5 \times (8,756) = 4,378 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \times \text{Max} ( M_{02} ; M_{03} ) = 0,5 M_{03} = 0,5 \times 9,279 = 4,639 \text{ KN.m}$$

**➤ Calcul des moments fléchissant en travées :****A. Étude des travées AB (appuis de rive) :**

$$1) M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$$

$$M_{t_{AB}} \geq - \left( \frac{0 + 4,378}{2} \right) + (1,067 \times 8,756) = 11,532 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{AB}} \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = 0,633 \times 8,756 = 5,546 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{t_{AB}} = 11,532 \text{ KN.m}$

**B. Étude de la travée BC**

$$1) M_{t_{BC}} \geq - \left( \frac{4,378+4,639}{2} \right) + (1,067 \times 7,756) = 12,784 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{BC}} \geq 0,533 \times 7,756 = 4,134 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{t_{BC}} = 12,784 \text{ KN}$ .

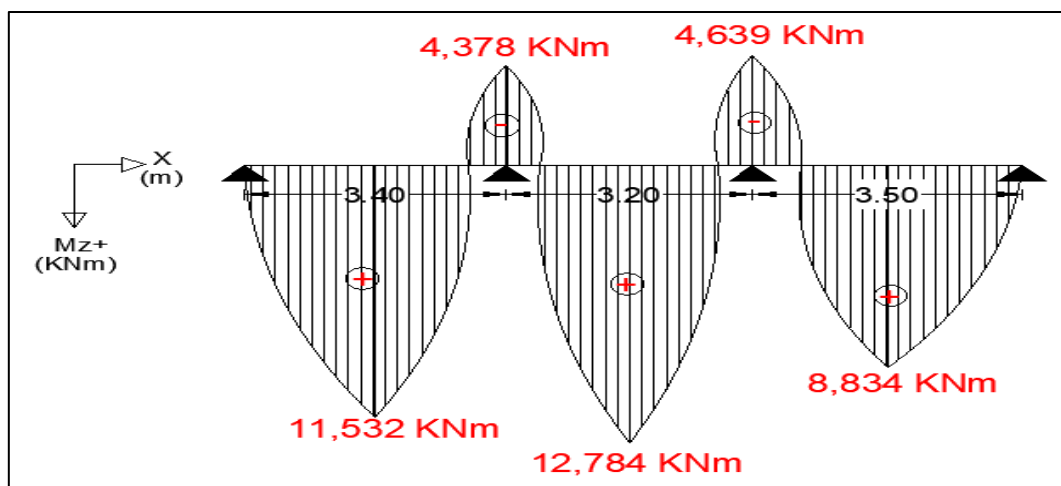
**c. Étude de la travée BC**

$$1) M_{t_{CD}} \geq - \left( \frac{3,354+0}{2} \right) + (1,067 \times 6,708) = 8,834 \text{ KN}$$

$$2) M_{t_{BC}} \geq 0,633 \times 6,708 = 4,246 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.4 : Moments aux appuis et en travées**

Appuis	Valeurs (KN.m)
MA	0
MB	4,378
MC	4,639
MD	0
Travée	Valeurs (KN.m)
Mt A-B	11,532
Mt B-C	12,784
Mt C-D	8,834



**Figure III. 10 : Diagramme des moments.**

➤ Calcul des efforts tranchants :

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

Travée AB :  $T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6,060 \times 3,4}{2} + \frac{(-4,378) - (0)}{3,4} = 9,014 \text{ KN}$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{6,060 \times 3,4}{2} + \frac{(-4,378) - (0)}{3,4} = -11,589 \text{ KN}$$

Travée BC:  $T_B = \frac{6,060 \times 3,2}{2} + \frac{(-4,639) - (-4,378)}{3,2} = 9,615 \text{ KN}$

$$T_C = -\frac{6,060 \times 3,2}{2} + \frac{(-4,639) - (-4,378)}{3,2} = -9,777 \text{ KN}$$

Travée CD  $T_C = \frac{6,060 \times 3,5}{2} + \frac{(0) - (-4,639)}{3,5} = 11,93 \text{ KN}$

$$T_D = -\frac{6,060 \times 3,5}{2} + \frac{(0) - (-4,639)}{3,5} = -9,28 \text{ KN}$$

Tableau III. 5 : Efforts tranchant

Travée	ELU KN	
	T(i)	T (i+1)
Mt A-B	9,014	-11,589
Mt B-C	9,615	-9,777
Mt C-D	11,93	-9,28

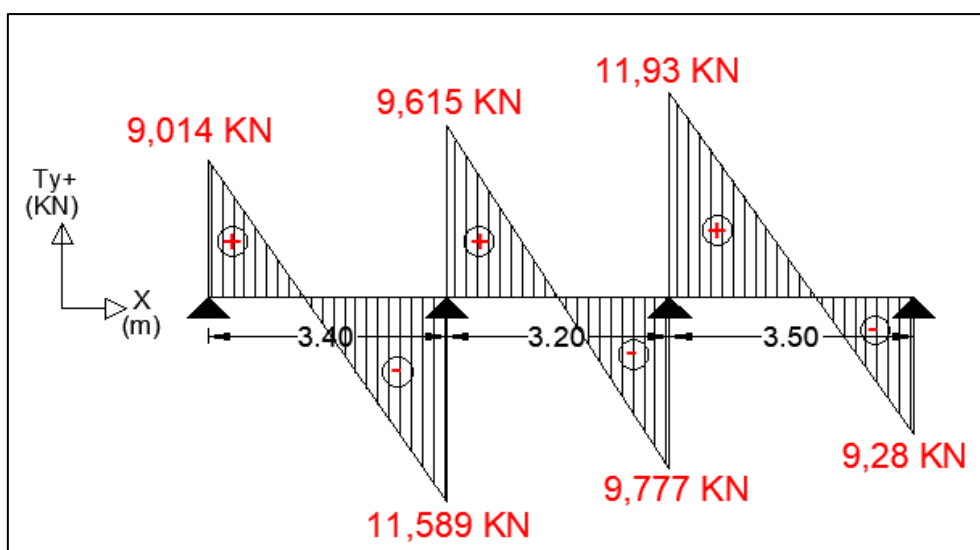


Figure III. 11 : Diagramme des efforts tranchant.

**III.1.4 Ferrailage à l'ELU**

Les calculs qui suivent vont se faire avec les efforts max entre les 2 cas de poutrelle à l'ELU

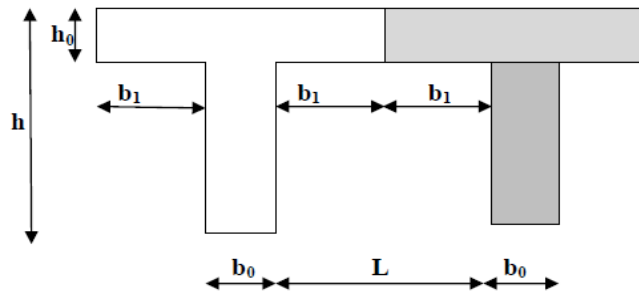
**1) Armatures longitudinales**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_{amax} = 4,639 \text{ KNm} \quad \text{et} \quad M_{tmax} = 13,612 \text{ KNm}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont :

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



- **Armatures en travées**

$$M_{tmax} = 13,612 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Position de l'axe neutre :**

- Si  $M_{tmax} > M_0$  ; l'axe neutre tombe dans la nervure.
- Si  $M_{tmax} < M_0$  ; l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Avec :

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \\ = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 13,612 \text{ KNm} < M_0 = 59,072 \text{ KNm}$$

L'axe neutre est dans la table de compression la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h = 65 \times 20$ ).

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,612 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,045 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{La section simplement armée (S.S.A).}$$

$$\text{On a: } \mu = 0,045 ; \beta = 0,976 \rightarrow A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad A_{st} = \frac{13,612 \times 10^3}{0,976 \times 18 \times 348} = 2,226 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{adp} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

- **Armatures aux appuis :**

$$M_{amax} = 4,639 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction. Le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 20 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_{amax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,639 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,084$$

$$\mu = 0,084 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu = 0,084 \rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_{st} = \frac{M_{amax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad A_{st} = \frac{4,639 \times 10^3}{0,956 \times 18 \times 348} = 0,775 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{adp} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

### **Conclusion**

On adopte le ferrailage suivant :

En travée : **3HA12**

Aux appuis : **2HA10**

Pour les aciers de continuité on opte pour **2HA8 = 1.00 cm<sup>2</sup>**

### **2) Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)**

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right)$$

Avec :

$\phi_t$ : Le diamètre des aciers transversaux

$\phi_l^{\max}$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = (5,7 ; 12 ; 12) = 5,7 \text{ mm}$$

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

**3) Espacement des armatures (Art. A.5.1.213/BAEL91 modifié 99)**

$$S_{tmin} \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_{tmin} \leq \min(16,2, 40 \text{ cm})$$

Donc on prend un espacement :

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

**Conclusion**

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en **HA8**, avec un espacement **St = 15 cm** sur la totalité de la poutrelle.

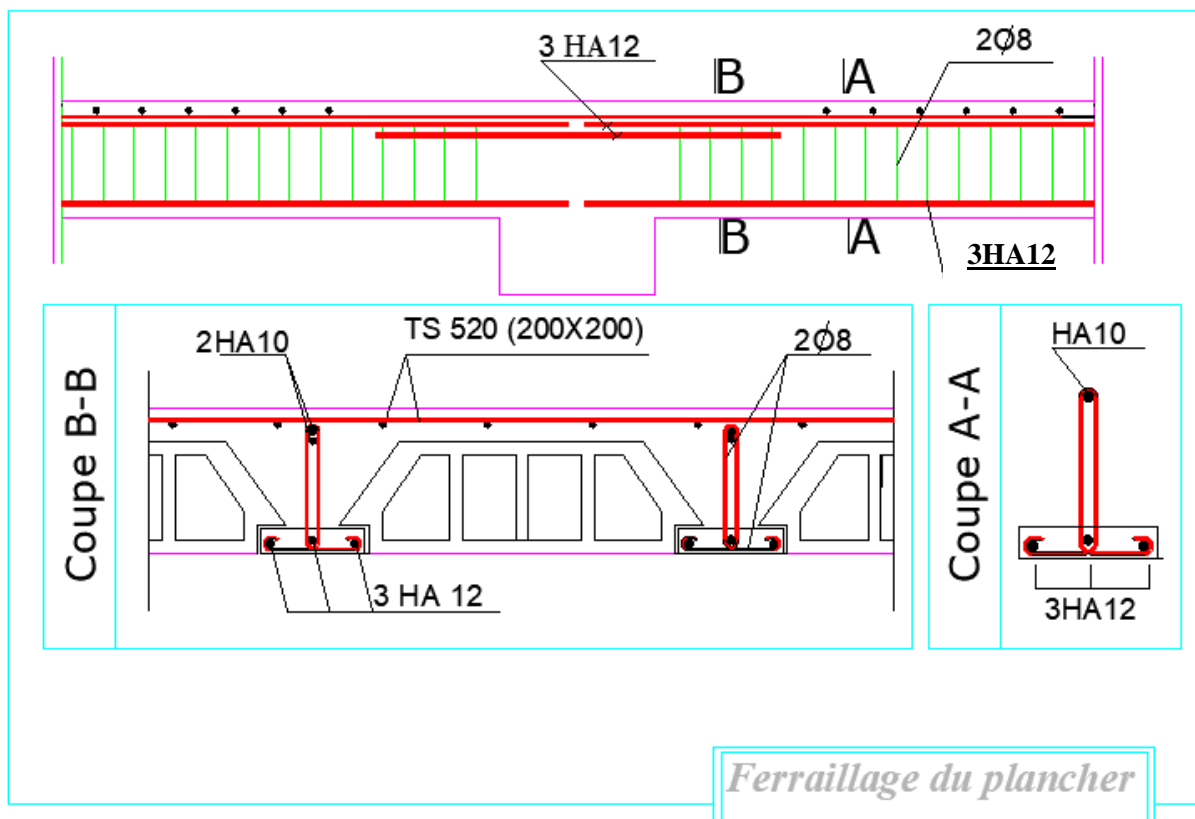


Figure III.12 : Ferrailage de la poutrelle.

**III.1.7 Vérification à l'ELU :****➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :(Art. A.5.1.1 BAEL91 modifié 99)**

$$V_u^{max} = 11,930KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{11,930 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,102$$

$$\tau_u = 0,102MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa \right\} \quad (\text{Art. A.5.1.2.1.1 BAEL91 modifié 99})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}; 5 MPa \right\} = \min \{4,35; 5 MPa \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,35 MPa$$

$$\tau_u = 0,102 MPa < \bar{\tau}_u = 4,35 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1) :****❖ En travée**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad A_{min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**❖ Sur appuis :**

$$\text{On a: } A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad A_{min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art A.6.1. 3 BAEL91)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

Avec :

$\Psi s$ : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\tau_{se} = \frac{T_{amax}}{0,9d \sum U_i} \quad ; \quad \sum u_i = n \times \pi \times \emptyset$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{amax}}{0,9d \sum U_i} = \frac{11,930 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 3 \times 8} = 0,98 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1/ BAEL91 modifié 99) :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte  $\tau_u$ , prise conventionnellement et égale

$$\text{à : } \tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d}$$

$$\text{Avec : } V_u^{max} = 11,930 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11,930 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,552 \text{ MPa}$$

**Article A.5.1, 21 BAEL91** : dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peut nuisibles, la contrainte :  $\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$

En doit vérifier que :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa}\right) \overline{\tau_u} = \min(3,33; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

**a) Sur le béton : (Art : A.5.1.313 BAEL 91 / 99)**

$$\frac{2V_U}{b_0 \cdot a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

**V<sub>u</sub>**: Effort tranchant maximum

**a** = 0.9d = 16.2 cm : La longueur d'appuis à considérer.

**b<sub>0</sub>** = 12 cm : largeur de la poutre

On a :  $V_u^{max} = 11,930 \text{ KN}$

$$\frac{2 \times 11,930 \times 10^3}{120 \times 162} = 1,22 \leq \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Sur acier :**

On doit vérifier que :

$$A_{st} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_{a\max}}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_{a\max}}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left( 11,930 + \frac{4,378 \times 10^5}{0,9 \times 18} \right) = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres aux appuis :(Art A.6.1.22.1 BAEL91 modifié 99)**

La longueur de scellement droit est :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\phi = 8 ; L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

On prendre  $L_s = 30$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :  $L_c = 0,4 \times L_s = 12 \text{ cm}$

### **III.1.7 Vérifications à l'ELS**

#### **III.1.7.1 Combinaison de charge à l'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,24 + 1,5) \times 0,65.$$

$$q_s = 4,381 \text{ KN/m}$$

Lorsque la charge est la même sur tous les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,381}{6,060} = 0,72$$

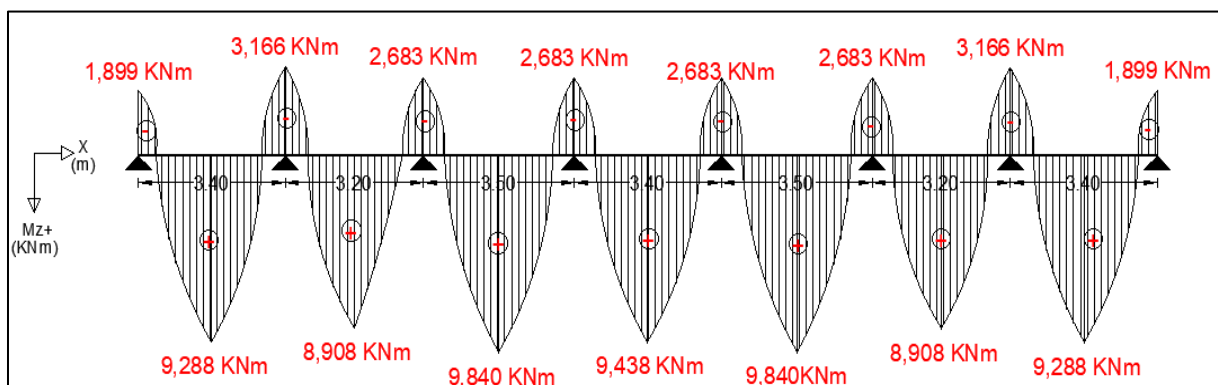
**1<sup>er</sup> cas : poutrelle sur 8 appuis et 7 travées :**

**Tableau III. 6 : Moments aux appuis à ELU et L'ELS**

Appuis	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
MA	-2,626	-1,899
MB	-4,378	-3,166
MC	-3,711	-2,683
MD	-3,771	-2,683
ME	-3,771	-2,683
MF	-3,771	-2,683
MG	-4,378	-3,166
MH	-2,626	-1,899

**Tableau III. 7 : Moments en travées à L'ELU et L'ELS**

Travée	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
Mt A-B	12,845	9,288
Mt B-C	11,870	8,908
Mt C-D	13,612	9,840
Mt D-E	13,054	9,438
Mt E-F	13,612	9,840
Mt F-G	11,870	8,908
Mt G-H	12,845	9,288



**Figure III.13 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS.**

**2<sup>eme</sup> cas : poutrelle sur 4 appuis et 3 travées****Tableau III.8 : Moments aux appuis et en travées**

Appuis	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
MA	0	0
MB	-4,378	-3,166
MC	-4,639	-3,354
MD	0	0

Travée	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
Mt A-B	11,532	8,338
Mt B-C	12,784	9,244
Mt C-D	12,220	8,834

**III.1.7.2 État limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5, 3 BAEL91 modifié 99), (Art B 6.5.2/ BAEL91 modifié 99)**

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

**III.1.7.3 État limite de résistance du béton à la compression : (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)**

On doit vérifier que dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K_1 \times \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

Et que dans l'acier :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  avec ;  $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$\beta_1$  ;  $K_1$  ; valeur tirées du Tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui est égale à :  $\rho = \frac{100A_s}{b_0 \times d}$

**➤ Contrainte dans le béton :****• Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,699 \quad \beta_1 = 0,877, \quad K_1 = 25,65$$

$$M_a = 3,354 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{3,354 \times 10^3}{0,877 \times 18 \times 1,51} = 140,706 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 140,706 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25,65} = 0,039$$

$$\sigma_{bc} = 140,706 \times 0,039 = 5,341 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,569 \quad , \quad \beta_1 = 0,836 \quad , \quad K_1 = 15,49$$

$$M_t = 9,840 \text{ KNm} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{9,840 \times 10^3}{0,836 \times 18 \times 3,39} = 192,893 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{15,49} = 0,065$$

$$\sigma_{bc} = K_1 \times \sigma_{st} = 192,893 \times 0,065 = 12,538 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans l'acier :**

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{st} = 140,706 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\sigma_{st} = 192,893 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 [\text{MPa}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### **III.1.7.4 Vérification de la flèche (Article B.6.8.424 BAEL91) :**

Les déformations des différents éléments du plancher doivent rester suffisamment faible pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, pour ne pas occasionner des désordres dans les éléments porteurs, et pour que les revêtements, les cloisons ou autre ouvrages supportés s'il en existe ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite des déformations excessives de leurs supports. Les déformations ne doivent également pas conduire par leurs effets à une redistribution des efforts susceptibles de remettre en cause certaines des hypothèses de calcul. S'il y a lieu de se prémunir contre l'un des risques précédents, on doit justifier de l'état limite de déformation par un calcul de flèche qui ne doit pas dépasser la valeur limite. Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- 3)  $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

h: hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

$M_0$  : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

$M_t$  : moment max en travée.

$b_0$ : Largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{20}{325} = 0,0615 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \implies \frac{20}{325} = 0,0615 \leq \frac{9,840}{10 \times 6,708} = 0,1467 \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.

➤ **Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3 BAEL) :**

Les valeurs limites des flèches liées au bon comportement des revêtements et des cloisons dans le cas des éléments supports reposant sur deux appuis sont :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ Pour } L \leq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \text{ Pour } L > 5 \text{ m}$$

Dans notre cas  $L_{\max} = 3,50 < 5 \text{ m}$

$$\bar{f} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

**Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

Avec :

$I_{fv}$  : Module d'inertie fictif de longue durée.

$I_0$  : moment d'inertie total de la section homogène

$E_v$  : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 132,16 [\text{MPa}]$$

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

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( Y_1 - \frac{h_0}{20} \right)^2 \right] + 15 A_t (Y_2 - c)^2$$

Y : position de l'axe neutre.

$$Y_1 = \frac{S_{XX}}{B_0}$$

$S_{XX}$ : Moment statique de la section

$$B_0 : \text{aire de la section homogénéisée } Y_1 = \frac{(b \times h_0) \times \frac{h_0}{2} + (h - h_0) \times b_0 \left[ \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + n A_{st} \times d}{(b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times \frac{4}{2} + (20 - 4) \times 12 \left[ \frac{20 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 3,39 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 3,39} = 7,44 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,44^3 + 12,56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,44 - \frac{4}{20} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 (12,56 - 2)^2$$

$$I_0 = 26638,53 \text{ [cm}^4\text{]}$$

### Calcul des paramètres

$$\rho = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,016} = 1,028$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 192,893 + 2,1} = 0,254$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 26638,53}{1 + 0,254 \times 1,028} = 23235,35 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{9,840 \times 10^6 \times 3500^2}{10 \times 23235,35 \times 10818,87 \times 10^4} = 4,79 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3500}{500}$$

$$f_v = 4.79 \text{ [mm]} < \bar{f} = 7 \text{ [mm]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Conclusion :**

La flèche est vérifiée donc ferrailage retenu pour les poutrelles est le suivant :

Armature longitudinales

3HA12  $\Rightarrow$  Pour les armatures principales (En travée).

2HA10  $\Rightarrow$  Pour l'armature d'âme (Aux appuis).

Armature transversales 2HA8 avec : St = 15 cm

**II-2- Les escaliers****II.2.1 Calcul des escaliers**

L'étage courant comporte deux volets identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

- Le nombre de marches :  $g=30$
- la hauteur de la contre marche :  $h = 17 \text{ cm}$
- Epaisseur de la paillasse et du palier :  $ep = 18 \text{ cm}$

**II.2.2 Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de (**1m**) d'emmarchement et une bande de (**1m**) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ **Les charges permanentes :****1. La paillasse (Le volée) :****Tableau III.9 : Charge totale de la volée.**

N°	Elément	poids [KN/m <sup>3</sup> ]
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times 0.18 / \text{Cos}\alpha = 5,33$
2	Poids propre des marches	$25 \times ep/2 = 25 \times 0.18 / 2 = 2,25$
3	Poids des Revêtement (carrelage,sable,mortier, enduit)	$0.44+0.40+0.54+0.1 = 1.48$
4	- Poids propre du garde-corps	0.2
		<b>G total = 9.26</b>

2. Le palier

Tableau III.10 : Charge totale du palier.

N°	Elément	poids [KN/m³]
1	Poids propre de palier	$25 \times 0,18 = 4,5$
2	Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1.48
		<b>G total = 5.98</b>

➤ Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III.2.3 Combinaisons de charge et surcharge :

❖ **ELU :  $1,35G+1,5Q$**

- La paillasse :  $q_{1u} = (1,35 \times 9.26 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 16.25 \text{ kN/ml}$
- le palier :  $q_{2u} = (1,35 \times 5,98 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 11,76 \text{ kN/ml}$

❖ **ELS :  $G+Q$**

- La paillasse :  $q_{1S} = (9.26 + 2.5) \times 1 = 11,76 \text{ kN/ml}$
- le palier :  $q_{2S} = (5.98 + 2.5) \times 1 = 8,48 \text{ kN/ml}$

III.2.4 Calculs à l'ELU :

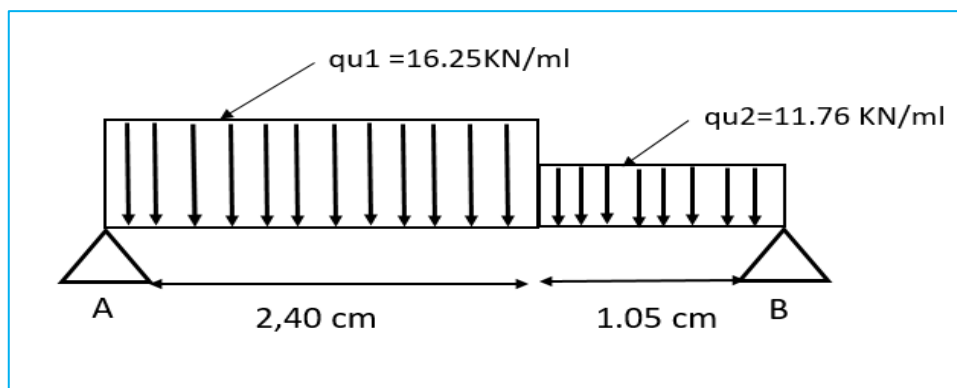


Figure III.14 : Schéma statique d'escalier à l'ELU

**III.2.4.1 Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = 16.25 \times 2.40 + 11.76 \times 1.05 = 51.35 \text{ kN}$$

$$\sum R_A + R_B = 51.35 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 3.45 - [(11.76 \times 1.05) \times (1.05/2 + 2.40)] - [(16.25 \times 2.4) \times (2.4/2)] = 0$$

$$R_B = 82.92 / 3.45 \rightarrow R_B = 24.03 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 51.35 \text{ KN} \rightarrow R_A = 51.35 - R_B \implies R_A = 51.35 - 24.03 = 27.32 \text{ KN}$$

Donc :  $R_A = 27.32 \text{ KN}$

$$R_B = 24.03 \text{ KN}$$

**III.2.4.2 Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU**

➤ **Tronçon :  $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$**

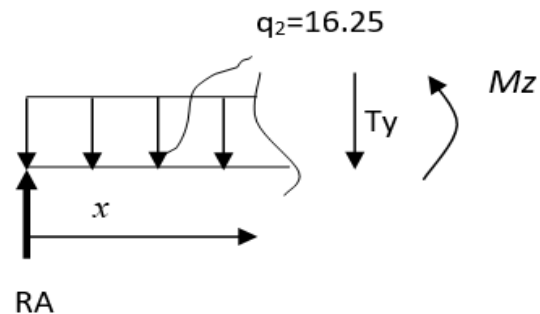
❖ Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{ul} \times (x)$$

$$T(x) = 27.32 - 16.25(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = 27.32 \\ T(x=2,4) = -11.68 \text{ KN} \end{array} \right.$$



❖ Moments fléchissant :

$$M(x) = R_A \cdot x - (q_{ul} \times x) \times \frac{(x)}{2}$$

$$M(x) = 27.32x - 16.25 \times \frac{x^2}{2} = 27.32x - 8.125x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,4 \text{ m} \quad , \quad M(x=2,4) = 18.77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M_z = \max$

$$T(x=0) = R_A - q_{u1}x = 0 \rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{27.32}{16.25} = 1,7 \text{ m}$$

$$X = 1,7 \text{ m} \quad ; \quad 1,7 \in [0, 2,4]$$

$$M^{\max}(x=1,70) = -8.125(1,70)^2 + 27.32(1,70) = 22.96 \text{ KN.m}$$

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,05$

$$T(x) = -R_B + 8,23x$$

$$T(x) = 11.49x - 24.03$$

$$\begin{cases} T(x=0) = -24.03 \text{ KN} \\ T(x=1,05) = -11.97 \text{ KN} \end{cases}$$

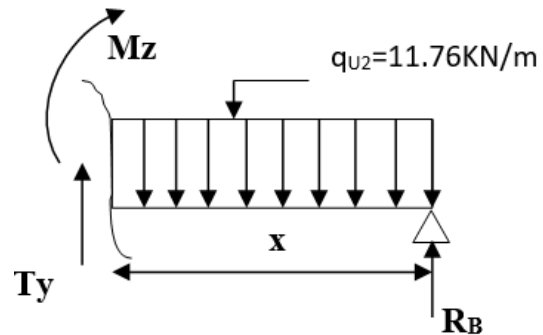
$$M(x) = R_B \cdot x - 11,76 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 24.03x - 5.88 x^2.$$

$$\begin{cases} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,05 \text{ m} \quad , \quad M(x=1,05) = 18.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \Rightarrow 11.49x - 24.03=0 \Rightarrow x = \frac{24.03}{11.49} = 2,09 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x=2,09) = -11.76(2,09)^2 + 24.03(2,09) = -1.15 \text{ KN.m}$$



**Remarque :**

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets

• Moment corrigés en appuis :  $M_{U \text{ ap}} = (-0,3) M_z^{\max} = (-0,3) \times (22.96) = -6.89 \text{ kN.m}$

• Moment corrigés en travée :  $M_{U \text{ tr}} = (0,85) M_z^{\max} = (0,85) \times (22.96) = 19.52 \text{ KN.m}$

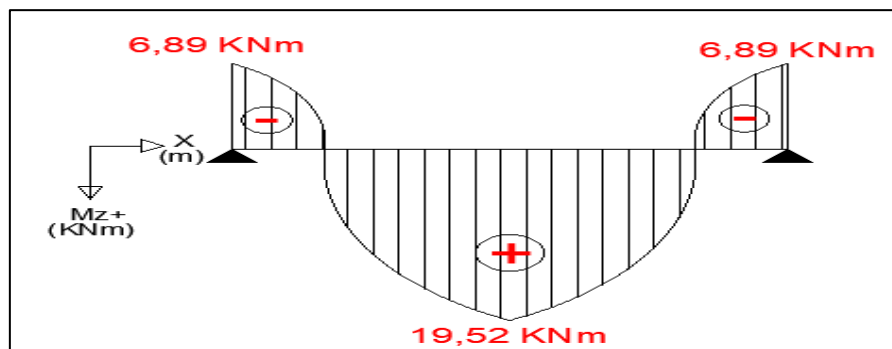


Figure III.15 : Diagramme des sollicitations à L'ELU

**III.2.5 Ferrailage à l'ELU :**

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 18 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 16 \text{ cm}.$$

**a. Armatures principales**

➤ **En travée :**

$$M_t = 19.52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.52 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.054$$

$$\mu_b = 0,054 \leq \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

**Remarque :**

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ . Donc on a uniquement des armatures tendues

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante

$$\mu = 0,054 \longrightarrow \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19.52 \times 10^3}{0.972 \times 16 \times 345} = 3.64 \text{ cm}^2$$

On opte : **5HA10** ( $A_t = 3,93 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 6.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.89 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,019$$

$$\mu_b = 0,019 \leq \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,019 \longrightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,10 \times 10^3}{0,990 \times 16 \times 348} = 1.29 \text{ cm}^2$$

On opte : **5HA10** ( $A_a = 3,93 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

**b. Armatures de répartition :**➤ **En travée :**

$$A_{rt} = \frac{A_t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 [\text{cm}^2]$$

On opte : **5HA8** ( $A_{rt} = 2,51 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20\text{cm}$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{ra} = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 [\text{cm}^2]$$

On opte : **5HA8** ( $A_{ra} = 2,51 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20\text{cm}$

**III.2.6 Vérification à l'ELU****III.2.6.1 Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$A_t = 3,93 [\text{cm}^2] > A_{\text{min}} = 1,93 [\text{cm}^2] \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$A_a = 3,93 [\text{cm}^2] > A_{\text{min}} = 1,93 [\text{cm}^2] \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.6.1 Espacement des armatures :**

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

- **Armatures principales**  $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$S_{t_t} = 20\text{cm} < 33\text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

$S_{t_a} = 20\text{cm} < 33\text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

- **Armatures de répartition**  $\longrightarrow S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$S_{t_t} = 20\text{ cm} < 45\text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

$S_{t_a} = 20\text{ cm} < 45\text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

**III.2.6.2 Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable.

Avec :  $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$

**Calcul de  $\tau_u^{max}$**   $\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$

Avec  $V_u^{max}$ : effort tranchant.

$$V_u^{max} = 27.32\text{ KN}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{27.32 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,171\text{ [MPa]}$$

$$\tau_u^{max} = 0.171\text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{ [MPa]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires (Pas de risque de cisaillement).

**III.2.6.3 Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :**

**a) Influence sur le béton**

On doit vérifier que :  $T_{max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$

Avec  $T_{max}$  : Effort tranchant ;  $T_{max} = 27.32\text{ KN}$

**a:** Longueur d'appuis de la bielle. ; ( $a = 0.9 \times d$ )

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.16 \times 1 = 960 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 27.32 \text{ KN} \leq 960 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$\left( T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{V_s}{f_e} < A_a$$

Avec :  $M_a = -6.89 \text{ KN.m}$  ;  $T_{\max} = 27.32 \text{ KN}$

$$A_a \geq \left[ \frac{V_s (T_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d})}{f_e} \right]$$

$$A_a \geq \left[ \frac{1.15}{40} \left( 27.32 + \frac{-6.89}{0.9 \times 0.16} \right) \right] = -0.59 \text{ cm}^2 < 0$$

**$A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > -0.59 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée**

**III.2.6.4 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 10 = 157.07 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{27.32 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 157.07} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc : Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

**III.2.6.5 Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :**

La longueur de scellement doit être :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$

D'où :  $L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm.}$

Soit :  $L_s = 35.21 \phi \text{ cm.}$

**Remarque :**

Vu que  $L_s$  dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4L_s$ .

**Appui :**

$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.21 \times 1 = 14,08 \text{ cm,}$  On prend :  $L_a = 15 \text{ cm.}$

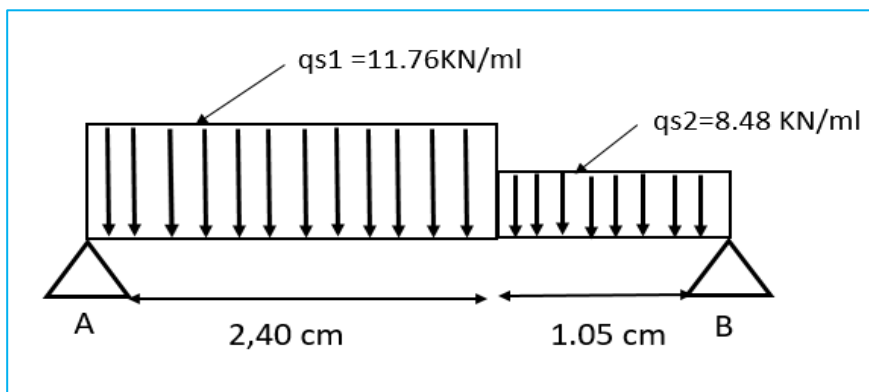
**III.2.7 Calculs à l'ELS :**

Figure III.16 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

**III.2.7.1 Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = 11.76 \times 2.40 + 8.48 \times 1,05 = 37.13 \text{ kN}$$

$$\sum R_A + R_B = 37.13 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 3.45 - [(8.48 \times 1.05) \times (1.05/2 + 2.40)] - [(11.76 \times 2.4) \times (2.4/2)] = 0$$

$$R_B = 59.91 / 3.45 \rightarrow R_B = 19.37 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 37.13 \text{ KN} \rightarrow R_A = 37.13 - R_B \implies R_A = 37.13 - 19.37 = 17.76 \text{ KN}$$

Alors :  $R_A = 17.76 \text{ KN}$

$R_B = 19.37 \text{ KN}$

**III.2.7.2 Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU**

➤ **Tronçon :  $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$**

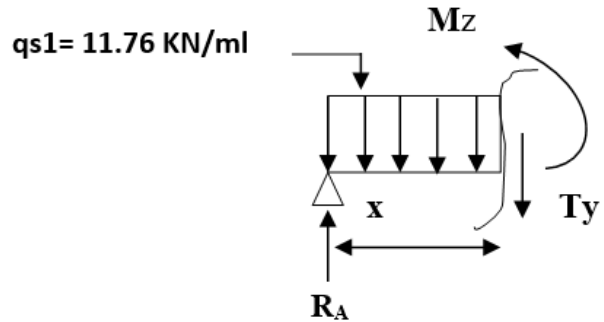
❖ **Efforts tranchants :**

$$\Sigma F/y = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{S1} \times (x)$$

$$T(x) = 17.76 - 11.76(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = 17.76 \text{ KN} \\ T(x=2,4) = -10.46 \text{ KN} \end{array} \right.$$



❖ **Moments fléchissant :**

$$M(x) = R_A \cdot x - (q_{S1} \times x) \times \frac{(x)}{2}$$

$$M(x) = 17.76x - 11.76 \times \frac{x^2}{2} = 17.76x - 5.88x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,4 \text{ m} \quad , \quad M(x=2,4) = 8.76 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M_Z = \max$**

$$T(x=0) = R_A - q_{S1}x = 0 \rightarrow x = \frac{R_A}{q_{S1}} = \frac{17.76}{11.76} = 1,51 \text{ m}$$

$$X = 1,51 \text{ m} \quad ; \quad 1,51 \in [0, 2,4]$$

$$M^{\max}(x=1,51) = -5.88(1,51)^2 + 17.76(1,51) = 13.41 \text{ KN.m}$$

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,05$

$$T(x) = -R_B + 8,48x$$

$$T(x) = 8,48x - 19,37$$

$$\begin{cases} T(x=0) = -19,37 \text{ KN} \\ T(x=1,05) = -10,47 \text{ KN} \end{cases}$$

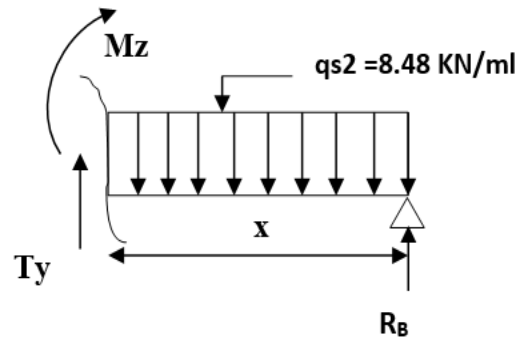
$$M(x) = R_B \cdot x - 8,48 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 19,37x - 4,24 x^2.$$

$$\begin{cases} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,05 \text{ m} \quad , \quad M(x=1,05) = 15,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \Rightarrow 8,48x - 19,37=0 \Rightarrow x = \frac{19,37}{8,48} = 2,28 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x=2,28) = -4,24(2,28)^2 + 19,37(2,28) = 22,12 \text{ KN.m}$$

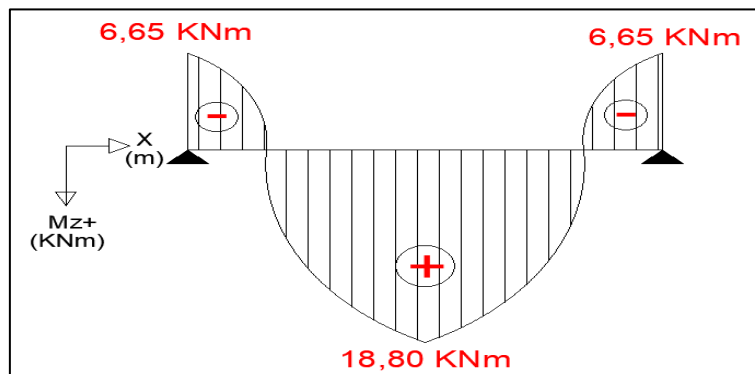


**Remarque :**

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets

• Moment corrigés en appuis :  $M_{s \text{ ap}} = (-0,3) M_z^{\max} = (-0,3) \times (22,12) = -6,65 \text{ KN.m}$

• Moment corrigés en travée :  $M_{s \text{ tr}} = (0,85) M_z^{\max} = (0,85) \times (22,12) = 18,80 \text{ KN.m}$



**Figure III.17 : Diagramme des sollicitations à L'ELS**

**III.2.8 Vérification à l'ELS :****III.2.8.1 Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

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

**III.2.8.2 Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

**➤ En travée :**

$$M_t = 18.80 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 16} = 0,245$$

$$\rho_1 = 0,245 \quad ; \quad \beta_1 = 0,921 \quad K_1 = 48,29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{18,80 \times 10^3}{0,921 \times 16 \times 3,93} = 324,63 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{324,63}{48,29} = 6,72 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**➤ Aux appuis :**

$$M_a = 6,65 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 16} = 0,245$$

$$\rho_1 = 0,245 \quad ; \quad \beta_1 = 0,921 \quad K_1 = 48,29$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,65 \times 10^3}{0,921 \times 16 \times 3,93} = 114,83$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{114,83}{48,29} = 2,38 \text{ [Mpa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.2.8.2 Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :**

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad b) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad c) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

L : Longueur libre de la Section ; L= 3.45 m

h : Hauteur de la paillasse.

A : Section d'armature en travée.

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

$M_t$  : Moment max en travée.

$M_0$  : Moment max isostatique

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Longrightarrow \quad \frac{18}{345} = 0,0521 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad \Longrightarrow \quad \frac{3.93}{100 \times 16} = 0.00246 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad \Longrightarrow \quad \frac{18}{345} = 0.0521 < \frac{18.80}{10 \times 6.65} = 0.2827 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Étant donné que deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

**Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_S \times L^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$E_V$  : module de déformation différé du béton

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \Longrightarrow \quad E_V = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ [MPa]}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_V}$$

$\mu$ ;  $\lambda_V$ : Coefficients.

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_V = \frac{0,05f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d}$$

$I_0$ : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0}$$

$S_{XX}$  : Moment statique de la section ;  $S_{XX} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$

$B_0$ : Aire de la section homogénéisée ;  $B_0 = bh + 15A_t$

$$V_2 = h - V_1$$

**A.N:**

$$S_{XX} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 3,93 \times 16 = 17143,2 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 3,93 = 1870,74 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{17143,2}{1870,74} = 9,16 \text{ cm}$$

$$V_2 = 18 - 9,16 = 8,84 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(9,16^3 + 8,84^3) + 15 \times 3,93(8,84 - 2)^2 = 51404,09 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{3,93}{100 \times 16} = 0,0025$$

$$\lambda_V = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0,0025} = 8,4$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0025 \times 324,63 + 2,1} = 0,313$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 51404,09}{1 + 0,313 \times 8,4} = 15580,43 \text{ cm}^4$$

**Calcul de flèche :**

$$f_v = \frac{18,80 \times 10^6 \times 3450^2}{10 \times 10818,86 \times 15580,43 \times 10^4} = 3,73 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3450}{500} = 6,9 \text{ mm}$$

Alors :

$$f_v = 3,73 \text{ mm} < \bar{f} = 6,9 \text{ mm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

**III.2.9 Conclusion :**

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant sera ferrillé comme suit :

➤ Aux Appui

Armatures principales : 5HA10/ml avec un espacement  $st = 20 \text{ cm}$ .

Armatures de répartitions : 5HA8/ml avec un espacement  $st = 20 \text{ cm}$ .

➤ En travée :

Armatures principales : 5HA10/ml avec un espacement  $st = 20 \text{ cm}$ .

Armatures de répartitions : 5 HA8/ml avec un espacement  $st = 20 \text{ cm}$ .

### III.3 Calcul de la poutre palière :

#### III.3.1 Introduction

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son Poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux.

Sa portée est de 3.40 m (longueur entre nus des appuis).

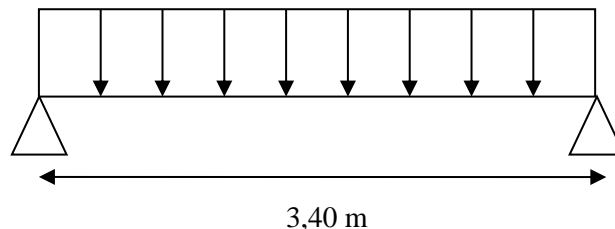


Figure 18 : Schéma statique de la poutre palière.

#### III.3.2 Pré dimensionnement

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

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

- Avec :
- h : hauteur de la poutre,
  - b : largeur de la poutre,
  - L : portée maximum entre nus d'appuis

##### a. Hauteur de la poutre palière

$$L = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

$$\frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \rightarrow 21 \text{ cm} \leq h_t \leq 31,5 \text{ cm} \rightarrow \text{On opte pour } h_t = 35 \text{ cm}$$

##### b. Largeur de la poutre palière

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \rightarrow \text{On opte pour } b = 30 \text{ cm}$$

##### c. Vérification relative aux exigences du RPA (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003) :

- Largeur :  $b \geq 25 \text{ cm} \implies 30 \geq 25 \text{ cm} \implies$  condition vérifiée
- Hauteur :  $h \geq 35 \text{ cm} \implies 35 \geq 35 \text{ cm} \implies$  condition vérifiée
- Le rapport :  $\frac{h}{b} \leq 4 \implies 35/30 \leq 4 \implies$  condition vérifiée

Donc la poutre palière a pour dimensions :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

### III.3.3 Détermination des Charges et surcharges

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier

➤ Poids propre de la poutre :

$$G_P = S \times \gamma_b = (0.25 \times 0.35) \times 25 = 2.188 \text{ KN/ml}$$

➤ Chargement dû aux réactions du palier :

- Réaction du palier à l'ELU :  $R_B^U = 24,03 \text{ KN}$

- Réaction du palier à l'ELS :  $R_B^S = 19.37 \text{ KN}$

### III.3.4 Combinaison de charges

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + R_B^U = (1.35 \times 2.188) + 24.03 = 26.98 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + R_B^S = 2.188 + 19.37 = 21, 56 \text{ kN/ml}$$

### III.3.5 Calcul des efforts internes

a. A L'ELU :

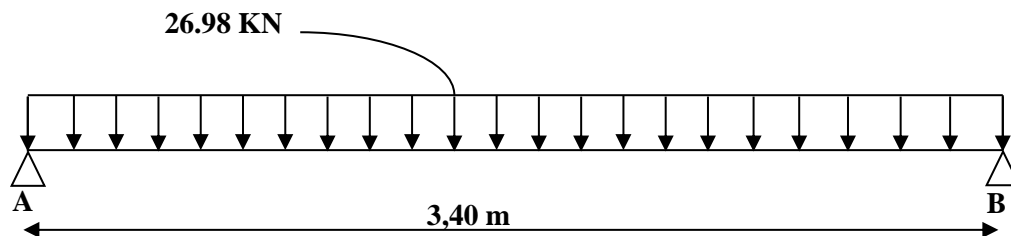


Figure III.19 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{Q_U \times L}{2} = \frac{26.98 \times 3.40}{2} = 45.87 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_{\max} = 45,866 \text{ KN}$$

❖ Moment isostatique :

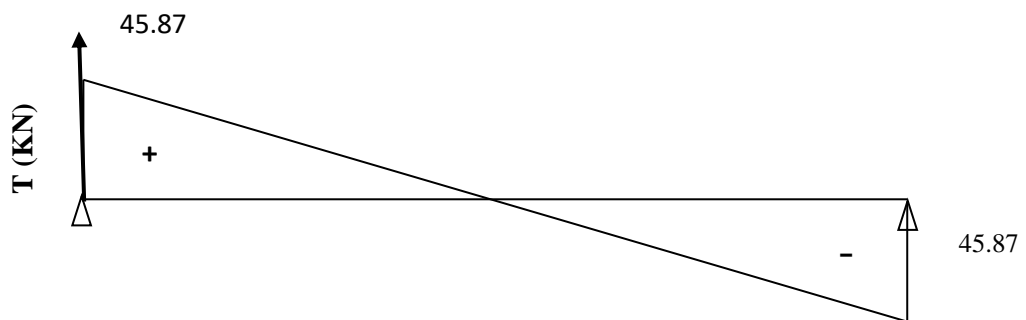
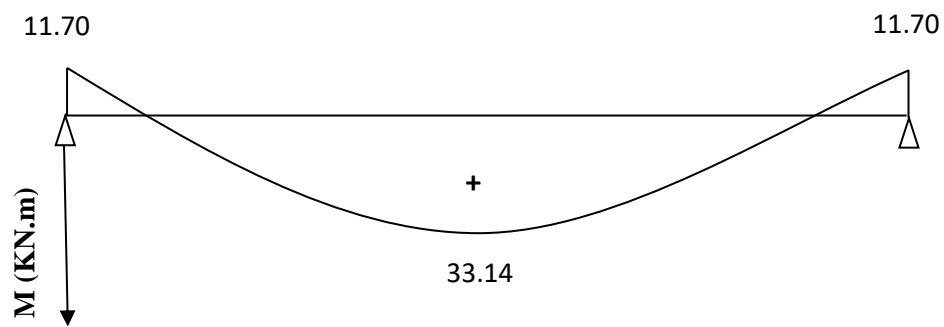
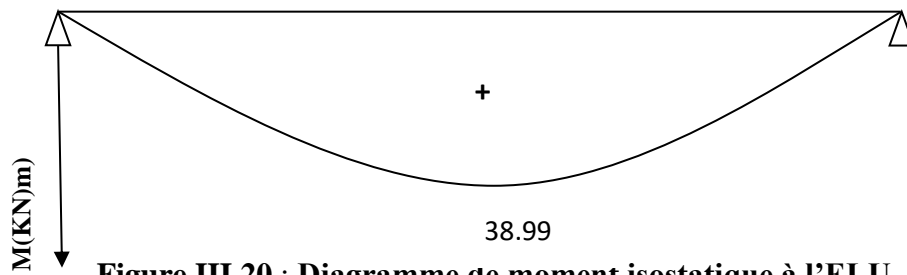
$$M_0 = \frac{Q_U \times L^2}{8} = \frac{26.98 \times 3.4^2}{8} = 38.99 \text{ KN.m}$$

Remarque : Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

❖ Moment corrigé :

- En travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 0,85 \times 38.99 = 33.14 \text{ KN.m}$
- Aux appuis :  $M_a = -0.3 M_0 = -0,3 \times 38.99 = -11.70 \text{ KN.m}$

❖ Diagramme des efforts interne :



b. A L'ELS :

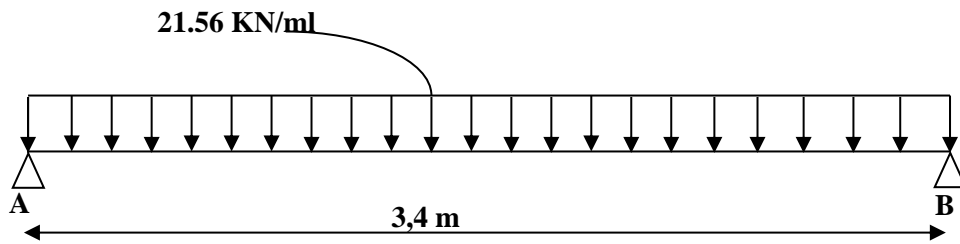


Figure III.23 : Schéma statique de la poutre de chaînage a l'ELS.

❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{Q_U \times L}{2} = \frac{21.56 \times 3.40}{2} = 36.65 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_{\max} = 36.65 \text{ KN}$$

❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{Q_U \times L^2}{8} = \frac{21.56 \times 3.4^2}{8} = 31.15 \text{ KN.m}$$

❖ Moment corrigé :

- En travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 0,85 \times 31.15 = 26.48 \text{ KN.m}$
- Aux appuis :  $M_a = -0.3 M_0 = -0,3 \times 31.15 = -9.35 \text{ KN.m}$

❖ Diagramme des efforts interne :

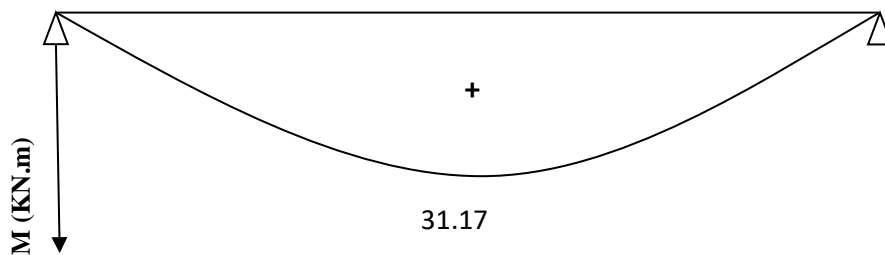


Figure III.24 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS

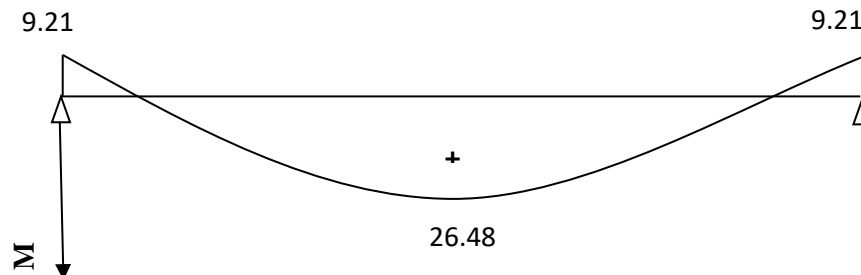


Figure III.25 : Diagramme des moments corrigé à l'ELS.

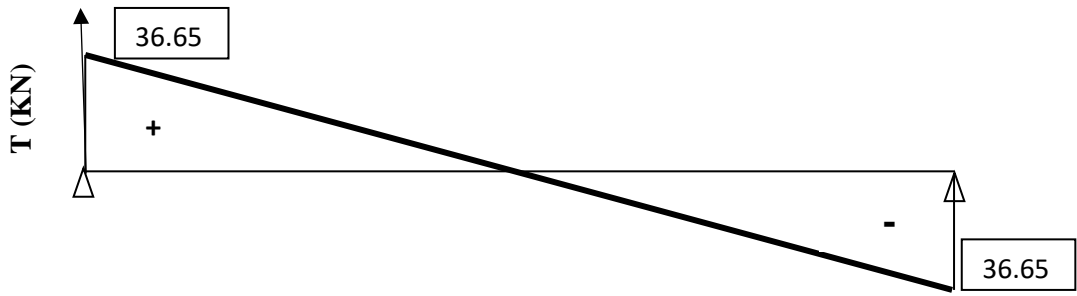


Figure III.26 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

### III.3.6 CALCUL A ELU :

#### III.3.6.1 Ferrailage

a. En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

- $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$
- $M_t = 33.14 \text{ KN.m}$
- $b = 30 \text{ cm.}$
- $d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{33.14 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0,071$$

$\mu = 0,071 < \mu_l 0,392$ ..... La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant

$$\mu = 0,071 \longrightarrow \beta = 0,963$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_t = \frac{33.14 \times 10^3}{0.963 \times 33 \times 348} = 2.99 \text{ cm}^2$$

- On opte : **3HA12** ( $A_{rt} = 3.39 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 33 \text{ cm}$

**b. Aux appuis :**

$$M_a = 11.70 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{11.70 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0,025$$

$\mu = 0,025 < \mu_1 0,392$ ..... La section est simplement armée

$$\mu = 0,025 \longrightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{11.70 \times 10^3}{0.987 \times 33 \times 348} = 1.03 \text{ cm}^2$$

- On opte : **3HA12** ( $A_{rt} = 3.39 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 33 \text{ cm}$

**III.3.6.2 Vérification****a) Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} \quad (III.8)$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad (III.9)$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.19 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.19 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant (la contrainte de cisaillement) (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad (III.10)$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d} \quad (III.11)$$

Avec :

- $T_{\max}$  : effort tranchant.
- $T_{\max} = 45.87 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{45.87 \times 10^3}{30 \times 33 \times 10^2} = 0,463 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0, 20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (III. 12 )$$

—————> Fissurations peu nuisibles

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0, 20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3, 33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,463 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (ArtA.5.1.3/BAEL91 /modifiée 99) :

➤ **Influence sur le béton**

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad (III. 13 )$$

Avec :

- $T_{\max}$  : effort tranchant.
- $T_{\max} = 45.87 \text{ KN}$
- a: longueur d'appuis de la bielle. ( $a = 0.9 \times d$ )
- $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  et  $\gamma_b = 1.5$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 33 \times 30 \times 10^{-1} = 594 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 45.87 \text{ KN} \leq 594 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les armatures :**

$$\left( T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A \quad (III. 14)$$

Avec :  $M_a = 11.70 \text{ KN.m}$  ;  $T_{\max} = 45.87 \text{ KN}$

$$\left(45.87 - \frac{11.70}{0.9 \times 0.33}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 0.19 \text{ cm}^2 < A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1, 3 BAEL 91 modifiées99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \tag{III.15}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} \tag{III.16}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 1,2 = 11.304 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{45.87 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 1.37 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**e) Calcul des armatures transversal :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

- $\phi_t$  : diamètre des armatures transversal.
- $\phi_1$  : diamètre des armatures transversal.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}, 1.2, \frac{30}{10} \right\} = \min\{1 ; 1,2 ; 3\} = 1 \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{En prend un cadre de HA8}$

f) Espacement des armatures transversal :

Selon le RPA99 version 2003 (Art7.5-2.2) :

❖ Zone nodal :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}, 12 \varnothing_1, 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{8.75; 14.4; 30 \text{ cm}\} = 8.75 \text{ cm}$$

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

❖ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

## III.3.6.3. Vérification à ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3/BAEL91modifiées 99) :

Dans notre cas la fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 / BAEL91 modifiées 99) :

D'après les calculs précédents on a :

- La contrainte admissible de béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$
- La contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_{st} = 435 \text{ Mpa}$
- En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \qquad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :  $M_s = 26.48 \text{ KN.m}$  ;  $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0,34; \quad \beta_1 = 0.909 ; \quad K_1 = 39.95$$

$$\sigma_{st} = \frac{26.48 \times 10^3}{0,909 \times 33 \times 3.39} = 260.40 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39.95} \times 260.40 = 6.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\text{Avec : } M_S = 9.35 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_S = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_S}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0,342 \quad ; \quad \beta_1 = 0.909 \quad ; \quad K_1 = 39.95$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.35 \times 10^3}{0,909 \times 33 \times 3,39} = 91,95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39,95} \times 91,95 = 2,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée..}$$

**C) Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

- **h** : hauteur totale. (h = 35 cm)
- **l** : porté entre nue d'appuis. (l = 315 cm)
- **M<sub>t</sub>** : moment max en travée. (M<sub>t</sub> = 26.48 KN.m)
- **M<sub>0</sub>** : moment max de la travée isostatique. (M<sub>0</sub> = 31.15 KN)
- **A<sub>t</sub>** : section des armatures. (A<sub>t</sub> = 3.39 cm<sup>2</sup>)
- **b** : largeur de la nervure. B = 30 cm
- **d** : hauteur utile de la section droite. (d = h - c = 35 - 2 = 33 cm)

$$1) \quad \frac{h}{l} = \frac{35}{315} = 0,1111 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \quad \frac{h}{l} = \frac{35}{315} = 0,1111 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{26.48}{10 \times 31.15} = 0.0850 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

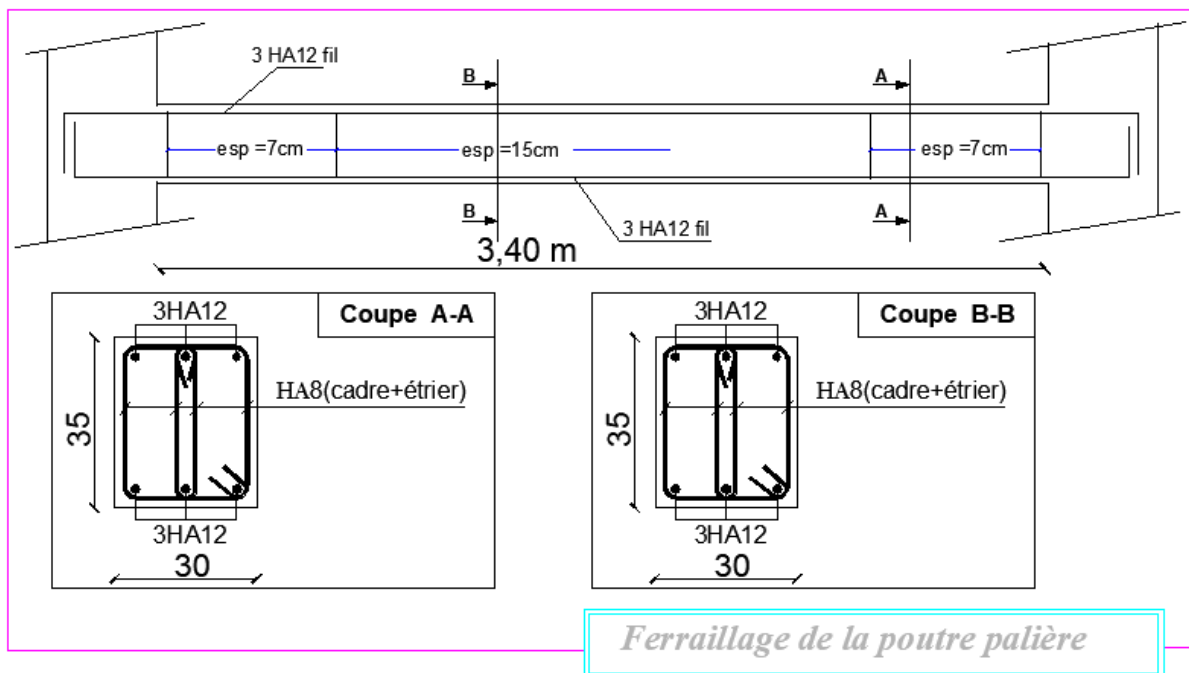
$$3) \quad \frac{A_t}{bd} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque :** Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

### III.3.7 Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

- Armatures longitudinales :  
**Appuis :**  $3 \text{ HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .  
**Travée :**  $3 \text{ HA} 12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .
- Armatures transversales :  $3 \text{ HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$



## III.4 l'acrotère

## III.4.1 Calcul des sollicitations

## a. Les charges et surcharges

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur, sous l'effet de :

- son poids propre par 1ml est  $G = 1.9625 \text{ KN/ml}$
- et surcharge d'exploitation « Q » (Effort horizontal dû à la main courante) ;  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

## b. Calculs des efforts internes :

## b.1) Effort normal dû au poids propre « G »

$$N_G = G \times 1\text{ml} = 1,9625 \text{ KN} .$$

## b.2) Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q »

$$M_Q = Q \times H \times 1\text{ml} = 1 \times 0,7 \times 1 = 0,7 \text{ KN.m}$$

## b.3) Effort tranchant dû à la main courante « Q »

$$T_Q = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN.m}$$

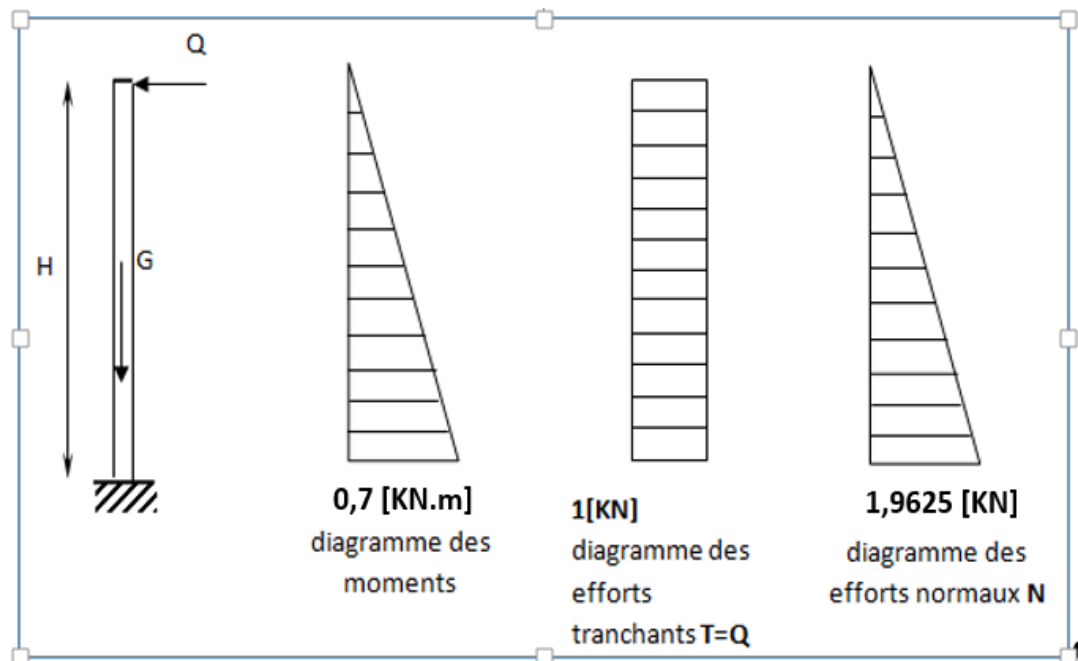


Figure III.27 : Diagramme des efforts internes

**III.4.2 Combinaison des efforts (art A.3.2.2 BAEL)****III.4.2.1 à l'état limite ultime (ELU)****➤ Effort normal**

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q \rightarrow N_U = 1,35 \times 1,9625$$

$$N_u = 2,649 \text{ [KN]}.$$

**➤ Moment de renversement**

$$M_U = 1,35M_G + 1,5M_Q \rightarrow M_U = 1,5 \times 0,7$$

$$M_U = 1,05 \text{ [KN.m]}$$

**➤ Effort tranchant**

$$T_U = 1,5 \times T_Q \rightarrow T_U = 1,5 \times 1$$

$$T_U = 1,5 \text{ [KN]}$$

**III.4.2.2 à l'état limite de service (ELS)****➤ Effort normal**

$$N_S = N_G + N_Q \rightarrow N_S = 1,9625 + 0$$

$$N_S = 1,9625 \text{ [KN]}$$

**➤ Moment de renversement**

$$M_S = M_G + M_Q \rightarrow M_S = 0 + 0,6$$

$$M_S = 0,6 \text{ [KN.m]}$$

**➤ Effort tranchant :**

$$T_S = T_Q \rightarrow T_S = 1 \text{ [KN]}$$

**III.4.3 Ferrailage de l'acrotère :**

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur  $H = 10$  cm et de largeur  $b = 100$  cm, soumise à un effort normal  $N$  et à un moment de renversement  $M$ .

La fissuration est considérée comme préjudiciable puisque ces éléments sont exposés aux intempéries (variation de température, eau, neige...etc.).

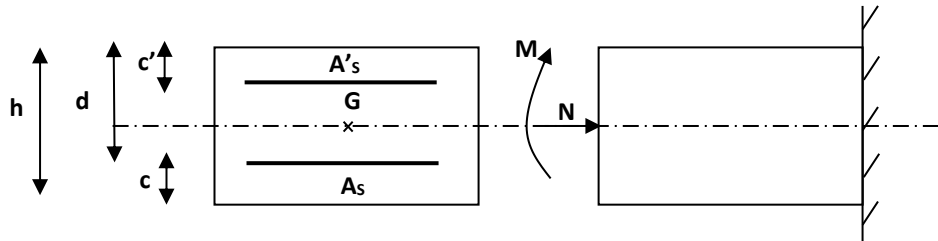


Figure III.28 : Schéma de calcul de l'acrotère.

**h** : épaisseur de la section = **10 cm**.

**b** : largeur de la section = **100 cm**.

**c'** : enrobage (c'est la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton)  
**c'** = **2 cm**.

**d** : hauteur utile = **h - c = 8 cm**.

### III.4.3.1 calcul a l'ELU :

- Position de l'axe neutre :

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} \quad (III.17)$$

Avec :

**M<sub>U</sub>** : moment dû à la compression.

**N<sub>U</sub>** : effort de compression.

**e<sub>u</sub>** : excentricité

$$e_u = \frac{1.05}{2.649} = 0,396[m] \rightarrow e_u = 39,6[cm]$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = [3cm] \rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Donc le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

$\frac{h}{2} - c$  : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc : la section sera calculée en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif « **M<sub>f</sub>** » puis on déduira la section d'armatures réelles « **AS** » en **flexion composée**.

• **Calcul de la section en flexion simple :**

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g \quad (III.18)$$

**g** : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité des armatures.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c' \quad (III.19)$$

$$M_f = 2,649 \left[ 0,396 + \left( \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \right] = 1.128 [\text{KN.m}]$$

➤ **Moment réduit  $\mu_b$  :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.128 \times 10^3 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,01241$$

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{bu}}{\gamma_b} \quad (III.20)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \rightarrow f_{bu} = \sigma_{bc} = 14,2 [\text{MPa}]$$

$$\mu_b = 0,01241 < \mu = 0,392 \rightarrow \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

À partir des abaques on tire la valeur de  $\beta = 0,994$

➤ **Armature fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad (III.21)$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 [\text{MPa}] \text{ avec : } \beta = 0,995$$

$$A_{stf} = \frac{1,128 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,407 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section en flexion composée

- Armatures réelles

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,353 - \frac{2,649 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,277 [\text{cm}^2] \quad (III.22)$$

$$A_{st} = 0,277 [\text{cm}^2]$$

### III.4.3.2 vérifications a L'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2.1) :

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}(e_s - 455 \times d)}{f_e(e_s - 0,185 \times d)} \quad (III.23)$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,9625} = 0,356 [\text{m}] \rightarrow e_s = 35,6 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times (25) = 2,1 [\text{MPa}] .$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1(35,6 - 0,455 \times 8)}{400(35,6 - 0,185 \times 8)} = 0,905 \text{ cm}^2$$

- Armatures principales :

$$A_{st} = 0,277 [\text{cm}^2] \quad ; \quad A_{min} = 0,905 [\text{cm}^2]$$

$$A_{min} = 0,905 [\text{cm}^2] \geq A_{st} = 0,277 [\text{cm}^2] \rightarrow A = \max(A_{st}; A_{min})$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adoptera alors la section minimale.

$$A_s = A_{min} = 0,905 \text{ cm}^2$$

La section d'acier est :

$$A_{adoptée} = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ [cm}^2\text{]} \quad S_t = \frac{53}{3} = 18 \text{ [cm]}$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement :  $S_t = \frac{53}{3} = 18 \text{ cm}$

b) vérification de l'espacement des barres :

➤ Armatures principales :

$$S_t = 25 \text{ [cm]} < \min\{3h; 33[\text{cm}]\} = 30[\text{cm}] \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures de répartitions :

$$S_t = 18 \text{ [cm]} < \min\{4h; 45[\text{cm}]\} = 40[\text{cm}] \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au cisaillement : [Art A.5.1 ; 1.BAEL91]

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \tag{III. 24}$$

Avec :

$$V_u = 1,5 \times Q \times T_u = 1,5 \times 1$$

$$V_u = 1,5[\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ [MPa]}$$

**V<sub>u</sub>** : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU ;

**b** : largeur de la barde considérée = 100 cm ;

**d** : hauteur utile de la section, d = h-c.

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la

Condition suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \tag{III. 25}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4[\text{MPa}] \right) \tag{III. 26}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4[\text{MPa}]\right) = \min(2,5 ; 4) = 2,5[\text{MPa}]$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d) Vérification de l'adhérence des barres : [Art A 6.1, 3.BAEL]**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad (III.27)$$

Avec :

$$\Psi_s: \text{Coefficient de scellement droit} = \begin{cases} 1,5 \rightarrow \text{HA} \\ 1 \rightarrow \text{rond lisse} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}]$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sum U_i : \text{Somme des périmètres ultimes des barres.} \\ \sum U_i = \pi \times n \times \varnothing = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

**n** : Nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,048} = 0,207 [\text{MPa}]$$

$$\tau_{se} = 0,207[\text{MPa}] < \bar{\tau}_{se} = 3,15 [\text{MPa}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**e) ancrage des barres : [Art A.6.1, 23...BAEL 91]**

La longueur de scellement  $l_s$  est donnée par :  $l_s = 40\varnothing = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$ .

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de **0,6Ls = 20 cm** et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

**III.3.3 Calcul à L'ELS :**

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites est les aciers.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\overline{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite dans les aciers tendus.

**a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,920 \\ K_1 = 47,50 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,56 \text{ [Mpa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{47,50} \times 40,56 = 0,854 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

Cela veut dire qu'il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

**b) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \tag{III.28}$$

Avec :

$\eta = 1,6$  : Coefficient de fissuration (barres à haut adhérence)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67; 201,63 \}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = 40,56 \text{ [Mpa]}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) vérification de l'acrotère au séisme (RPA99/ version 2024. Art 6.2.3)**

L'action des forces horizontales «FpK» doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante «Q».

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (III.29)$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone dans notre cas zone IV group d'usage 2

$$A = 0,20 \quad (\text{tableau 4-1 du RPA99/2003})$$

- **Cp** : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires variant entre 0.4 et 0.8

Éléments en console : **Cp** = 0.8      (tableau 6-1 du RPA99/2003)

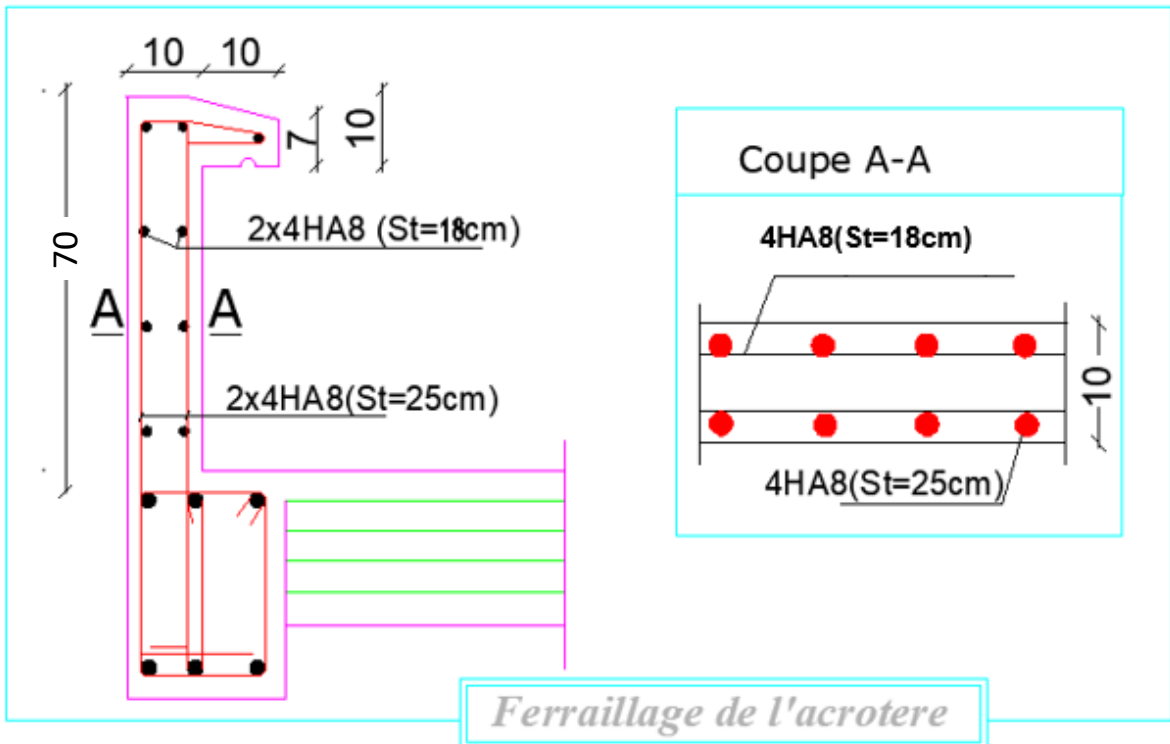
- **Wp** : Poids propre de l'acrotère ; **Wp** = 1.625 KN/ml

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 1,625 = 1,3 > Q = 1 \text{ KN/ml}$$

**Conclusion :**

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal

$Q=1 \text{ KN/ml}$  supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.



### III.4 La dalle de la salle machine

Notre salle machine comporte d'une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur quatre côtés de caractéristiques suivantes :

- $L_x=1,45$  m
- $L_y=1,85$  m
- La vitesse de l'entraînement de l'ascenseur :  $V = 1$  m /s.
- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée : 9 tonnes.

#### III.4.1 Pré-dimensionnement :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad (III. 30)$$

$$\rho = \frac{145}{185} = 0,78 \implies 0,4 \leq \rho \leq 1 \implies \text{la dalle travaille dans deux directions.}$$

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_0 = \frac{L_x}{30} \quad (III. 31)$$

$h_0$  : épaisseur minimal de la dalle pleine ; doit être au minimum égale à 12 cm

$$h_0 = \frac{145}{30} = 4.83 \text{ cm}$$

RPA 2003 exige une hauteur  $h_0 \geq 12\text{cm}$

On opte une épaisseur de :  $h_0 = 15\text{cm}$ .

#### III.4.2 Détermination des sollicitations :

Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2.e + h_0 \\ V = V_0 + 2.e + h_0 \end{cases}$$

$U_0, V_0$  : zone dans laquelle  $q$  est concentrée

$e$  : épaisseur de revêtement égal à 5 cm.

$h_0$ : hauteur (Epaisseur) de la dalle

$$U_0 = 120 \text{ cm}, V_0 = 120\text{cm}$$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 = 120 + 2 \times 5 + 15 = 145\text{cm}. \\ V = V_0 + 2e + h_0 = 120 + 2 \times 5 + 15 = 145 \text{ cm} \end{cases}$$

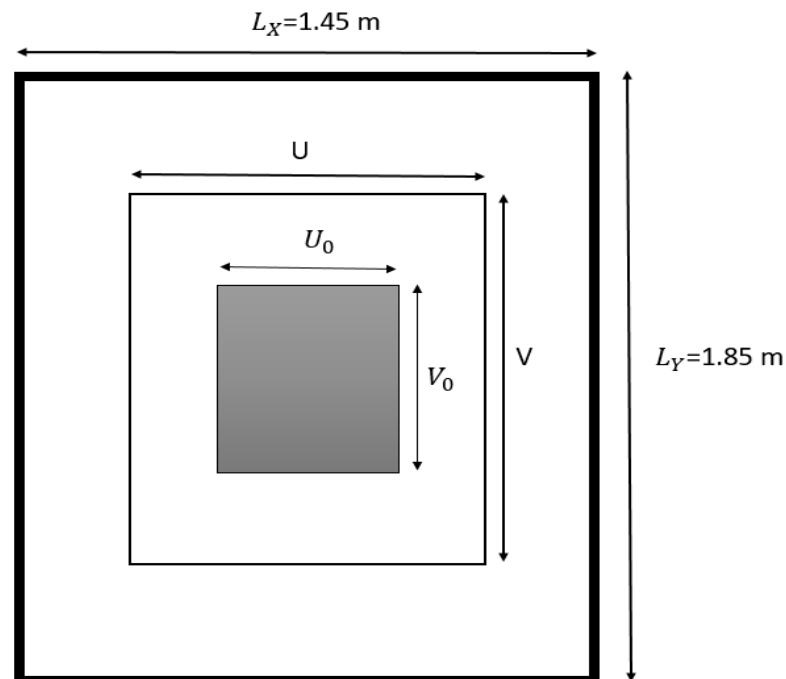


Figure III. 29 : schéma statique de la salle machine.

**III.4.3 Calcul des moments à l'ELU****a) évaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dû au système de levage :**

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{x1} = P (M_1 + \gamma M_2)$$

$$M_{y1} = P (M_2 + \gamma M_1)$$

Avec :  $\gamma$  est le coefficient de poisson  $\gamma = 0,2$  à L'ELS ;  $\gamma = 0$  à L'ELU

$M_1, M_2$  : des coefficients donnés par les abaques en fonction de  $\rho$  et des rapports :  $(U/L_x ; V/L_y)$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,45}{1,45} = 1 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,45}{1,85} = 0,78$$

→ Les abaques de PIGEAUD nous donnent  $M_1 = 0,053$   $M_2 = 0,033$

**Détermination de la charge concentrique P :**

La charge déterminée à l'ELU et a pour valeur :

$$P = 1,35 G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = P (M_1) = 121,5 \times 0,053 = 6,439 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2) = 121,5 \times 0,033 = 4,009 \text{ KN.m}$$

**b) Évaluation des moments  $M_{x2}, M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle et de la surcharge**

$$M_{x2} = \mu_x q (L_x)^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\rho = 0,78 \text{ et } \nu = 0 \rightarrow \mu_x = 0,0587 ; \mu_y = 0,559$$

**➤ Poids propre de la dalle à l'ELU**

$$G_d = \rho_b \times h_0 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

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

➤ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35G_d + 1,5 Q_d = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

Ce qui nous donne :

$$M_{x2} = 0,0587 \times 6,56 \times (1,45)^2 = 0,81 \text{ KN.m}$$

**c) Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,439 + 0,81 = 7,249 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,009 + 0,45 = 4,459 \text{ KN.m}$$

➤ **les moments fléchissant**

Le panneau choisi pour le calcul est un panneau intermédiaire. En tenant compte de l'encastrement de la dalle aux appuis, les moments deviennent comme suit :

- Moment aux appuis :  $0,3 M_x$
- Moment en travée  $M_x^t = 0,85 M_x$ ;  $M_y^t = 0,85 M_y$

$$M_{y2} = 0,81 \times 0,559 = 0,45 \text{ KN.m}$$

**En travées :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 7,249 = 6,16 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4,459 = 3,79 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times 7,249 = -2,18 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = -0,3 \times 4,459 = -1,34 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchant :**

- **Charges réparties sur toute la dalle :**

Les efforts tranchants max pour les bandes égales à 1 m de largeur sont :

Au milieu de  $L_y$  : 
$$T_y = \frac{P}{2(L_y + L_x)} = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{2(L_y + L_x)} = \frac{6,56 \times 1,45 \times 1,85}{2(1,85 + 1,45)} = 2,67 \text{ KN}$$

Au milieu de  $L_x$  : 
$$T_x = \frac{P}{3(L_y)} = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{3(L_y)} = \frac{6,56 \times 1,45 \times 1,85}{3(1,85)} = 3,17 \text{ KN}$$

• **Charge répartie sur U x V :**

Au milieu de U : 
$$T_y = \frac{P}{2(U + V)} = \frac{121,5}{2(1,45 + 1,45)} = 20,949 \text{ KN}$$

Au milieu de V : 
$$T_x = \frac{P}{3(U)} = \frac{121,5}{3(1,45)} = 27,931 \text{ KN}$$

**III.4.4 Ferrailage de la dalle de la salle machine :**

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur et de 15 cm de hauteur (épaisseur de la dalle).

➤ **En travée :**

- Armature // à XX

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,16 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,026 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d^2 \sigma_s} = \frac{6,16 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,37 \text{ cm}^2$$

❖ Soit **4HA8** ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

- Armature // à YY

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,79 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,992$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d^2 \sigma_s} = \frac{3,79 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,84 \text{ cm}^2$$

❖ Soit **4HA8** ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis :**

- Armature // à XX

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2,18 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,01 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

$$A_t = \frac{M_x^a}{\beta d^2 \sigma_s} = \frac{2,18 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,49 \text{ cm}^2$$

❖ Soit **4HA8** ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- Armature // à YY :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1,34 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,006 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,997$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d^2 \sigma_s} = \frac{1,34 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,30 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

### III.4.5 Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91)

Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3-0,8)}{2} \rightarrow A_x \geq \frac{W_0(3-\rho)}{2} \times b \cdot h$$

Avec :

$A_x$  : la section des armatures

b.h : section total du béton

w<sub>0</sub> : taux d'acier minimale (réglementaire) = 0,8‰ (acier HA Fe400).

$$A_x = \frac{0,0008 \times (3-0,8)}{2} \times 100 \times 15 = 1,32 \text{ cm}^2$$

- En travées : A<sub>adoptée</sub> = 2,01 cm<sup>2</sup> > A<sub>x</sub> = 1,32 cm<sup>2</sup>
  - Aux appuis : A<sub>adoptée</sub> = 2,01 cm<sup>2</sup> > A<sub>x</sub> = 1,32 cm<sup>2</sup>
- } Condition vérifiée

**Sens y-y :**

$$W_x = \frac{A_y}{b.h} \geq W_0 \rightarrow A_y \geq W_0 \times b.h$$

$$A_y = W_0 \times b.h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- En travées : A<sub>adoptée</sub> = 2,01 cm<sup>2</sup> > A<sub>x</sub> = 1,2 cm<sup>2</sup>
  - Aux appuis : A<sub>adoptée</sub> = 2,01 cm<sup>2</sup> > A<sub>x</sub> = 1,2 cm<sup>2</sup>
- } Condition vérifiée

➤ **Vérification au cisaillement :**

Avec : T<sub>max</sub> = 27,93 KN, b = 1 m = 1000 mm, ep = 15 cm.

$$\tau_n = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{27,93 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,215 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_n = 0,215 \text{ MPa} < \bar{\tau}_n = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification au poinçonnement (BAEL 91 / Art. A.5.2, 42)**

On admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q<sub>u</sub> : charge de calcul vis-à-vis de l'ELU.

h : épaisseur totale de la dalle.

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de la feuille moyenne.

$$U_c = 2(U+V) = 2(145+145) = 580 \text{ cm.}$$

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,8 \times 0,15 \times 10^3 \frac{25}{1,5} = 540 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN} < 540 \text{ KN.} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

**III.3.5 Calcul a l'ELS :**

**a) Évaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  :**

$$M_{x1} = P (M_1 + \gamma M_2)$$

$$M_{y1} = P (M_2 + \gamma M_1)$$

Avec :  $\rho = 0,78$  ;  $\nu = 0,2$  ;  $P = 90 \text{ KN}$

$$\frac{U}{Lx} = \frac{1,45}{1,45} = 1 \qquad \frac{V}{Ly} = \frac{1,45}{1,85} = 0,78$$

$\rightarrow$  Les abaques de PIGEAUD nous donnent  $M_1 = 0,053$   $M_2 = 0,033$

$$M_{x1} = 90 (0,053 + 0,2 \times 0,033) \quad \rightarrow \quad M_{x1} = 5,364 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,033 + 0,2 \times 0,053) \quad \rightarrow \quad M_{y1} = 3,924 \text{ KN.m}$$

**b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,78 \text{ et } \nu = 0,2 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0,0652 ; \mu_y = 0,683$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s (L_x)^2 = 0,0652 \times 4,75 \times (1,4)^2 = 0,607 \text{ KN}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,683 \times 0,607 = 0,415 \text{ KN}$$

**c) Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,364 + 0,415 = 5,779 \text{ KN}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,924 + 0,415 = 4,339 \text{ KN}$$

**d) Prise en compte des conditions d'appuis :**➤ **En travées :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 5,779 = 4,91 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4,339 = 3,69 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0,3 \times 5,779 = -1,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 4,339 = -1,30 \text{ KN.m}$$

**III.3.6 Vérification à l'ELS :****a) État limite de fissuration :(BAEL99 Art 4.5.32)**

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

**b) Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Sens X-X :**➤ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{6,16}{4,91} = 1,25; \quad \mu_b = 0,026 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0330$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,25-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,375 > \alpha = 0,0330 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,18}{1,73} = 1,26 ; \mu_b = 0,010 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0126$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,26-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,38 > \alpha = 0,0075 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sens Y-Y :**

➤ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3,79}{3,69} = 1,03 ; \mu_b = 0,0016 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0201$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,265 > \alpha = 0,0201 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1,34}{1,30} = 1,03 ; \mu_b = 0,006 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0075$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,265 > \alpha = 0,0075 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :** Le calcul de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire.

**III.3.7 Vérification de la flèche (BAEL99 Art B.7.5)**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : hauteur de la dalle

$M_{tu}$  : moment en travée dans le sens x-x

$M_x$  : moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m de largeur.

$A_x$  : section d'armature /ml

$b$  : largeur de la bande ; égale à 1m

$d$  : hauteur utile de la bande.

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{145} = 0,103 \quad ; \quad \frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{6,16}{20 \times 7,249} = 0,042$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,103 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0,042 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,103 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0,042 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

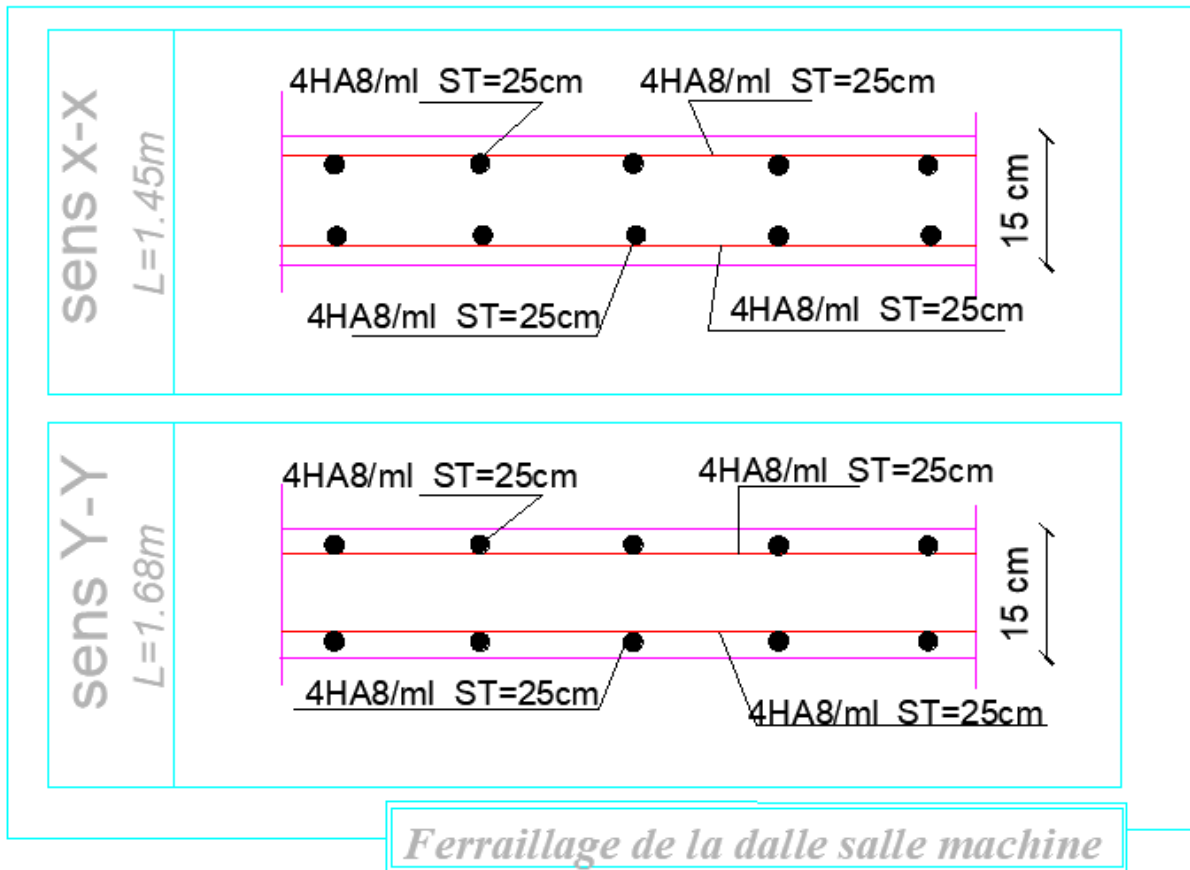
Après toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Sens x-x :**

- Appuis : **4HA8** = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement  $S_t = 25$  cm
- Travée : **4HA8** = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement  $S_t = 25$  cm

- **Sens y-y :**

- Appuis : **4 HA8** = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement  $S_t = 25$  cm
- Travée : **4 HA8** = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement  $S_t = 25$  cm



### III.5 Calcul des balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur  $h=1[m]$  en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Dans notre cas le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, il est réalisé en dalle pleine.

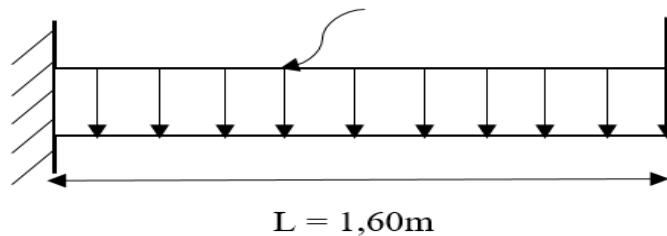


Figure III. 30 : Schéma du balcon

**III.5.1. Détermination des charges et surcharges :****a. Charges permanent**

Poids propre de la dalle pleine :  $P_p = 6.36 \times 1 \text{ ml} = 6.36 \text{ KN/ml}$

Poids de mur extérieur :  $P_{\text{mur}} = 2,36 \times 1 \text{ ml} = 2,36 \text{ KN/ml}$

Charge due à la main courante (horizontale) :  $q_1 = 1 \text{ KN/ml}$

**b. Charges d'exploitations**

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

**III.5.3 Combinaison de charges****➤ à l'ELU :**

Pour la dalle :  $q_{u1} = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m} = 1,35(6.36) + 1,5(3,5) \times 1 \text{ m} = \mathbf{13,836 \text{ KN/m}}$

$q_{u1} = \mathbf{13,836 \text{ KN/m}}$

Le mur :  $q_{u2} = 1,35 \times 2,36 \times 1 = \mathbf{3,186 \text{ KN/ml}}$

Main courante :  $q_{u3} = 1,35 \times 1 = \mathbf{1,35 \text{ KN/ml}}$

**➤ à l'ELS :**

Pour la dalle  $q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (6,36 + 3,5) \times 1 \text{ m} = \mathbf{9,86 \text{ KN/ml}}$

Le mur :  $q_{s2} = \mathbf{2,36 \text{ KN/ml}}$

Main courante :  $q_{s3} = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$

**III.5.4 Calcul des moments fléchissant****➤ à l'ELU :**

$$M_u = q_{u1} \frac{L^2}{2} + q_{u2} \times L = 13,836 \frac{(1.6)^2}{2} + 3,186 (1.6) = \mathbf{22.81 \text{ KN.m}}$$

**➤ à l'ELS :**

$$M_s = q_{s1} \frac{L^2}{2} + q_{s2} \times L = 9,86 \frac{(1.6)^2}{2} + 2,36(1.6) = \mathbf{16.40 \text{ KN.m}}$$

**Remarque**

Le moment de la main courante est nul ( $M=0$ ).

**III.5.5 Ferrailage**

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

➤ **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22.81 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0.071 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,071 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,963$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22.81 \times 10^3}{0,963 \times 15 \times 348} = 4.54 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 4HA14 ( $A_t = 6.16 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Armature de répartition :**

$$A_s = \frac{A_t}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 4HA12 ( $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**III.5.6 Vérification à l'ELU****III.5.6.1 Condition de non fragilité : (BAEL91, Art A.4.2)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.81 \leq A_{\text{adoptée}} = 6.16 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**III.5.6.2 Espacement des barres : (BAEL 91, Art A.8.2, 42)**

- Armatures principales :  $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > S_t = 25\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- Armatures répartitions :  $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > S_t = 25\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée

**III.5.6.3 Vérification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91, Art A.5.1)**

La console soumise à des efforts tranchants est justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte  $\tau_u$ , prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Avec :  $T_{max} = T_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 13,836(1.6) + 3,186 = \mathbf{25.32KN}$

$$\tau_u = \frac{25.32 \times 10^3}{100 \times 15 \times 10^2} = \mathbf{0.1688}$$

**Article A.5.1, 21 BAEL 91** : dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peu nuisibles, la contrainte  $\bar{\tau}_u$  :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa) = \min(0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5MPa) = \min(3.333 ; 5MPa) = \mathbf{3.333Mpa}$$

$$\tau_u = 0.1688 \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

**III.5.6.4 Vérification de la contrainte d'adhérence :(BAEL91, Art. A.6.1, 3)**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 MPa}$$

$$\Sigma u_i = n \pi \Phi = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.584 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \Sigma u_i} = \frac{25.32 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 175.84} = \mathbf{1.067 Mpa}$$

$$\tau_u = 1.067 \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

**III.5.6.5 Ancrage des barres :(BAEL 91, Art 6.1, 23)**

La longueur de scellement est donnée par :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} ; \text{ Avec } \tau_{su} : \text{ contrainte d'adhérence.}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ cm}$$

Soit la longueur hors du crochet égal à :  $l_r = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$

**III.5.7 Vérification à l'ELS****a) Vérification de la contrainte dans les aciers :**

Le balcon est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée peu préjudiciable, on doit alors vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 6.16}{100 \times 15} = 0,107$$

$$\rho_1 = 0,107 \rightarrow \beta_1 = 0.901 ; K_1 = 35.50$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{35.50} = 0,028$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{16.40 \times 10^3}{0,901 \times 15 \times 6.16} = 196.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 196.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de la Contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,023 \times 196.99 = 4.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Cela veut dire qu'il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée.

**c). Vérification de la flèches : (BAEL 91, Art B.6.5, 3)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{160} = 0.106 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{6.16}{100 \times 15} = 0,0041 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

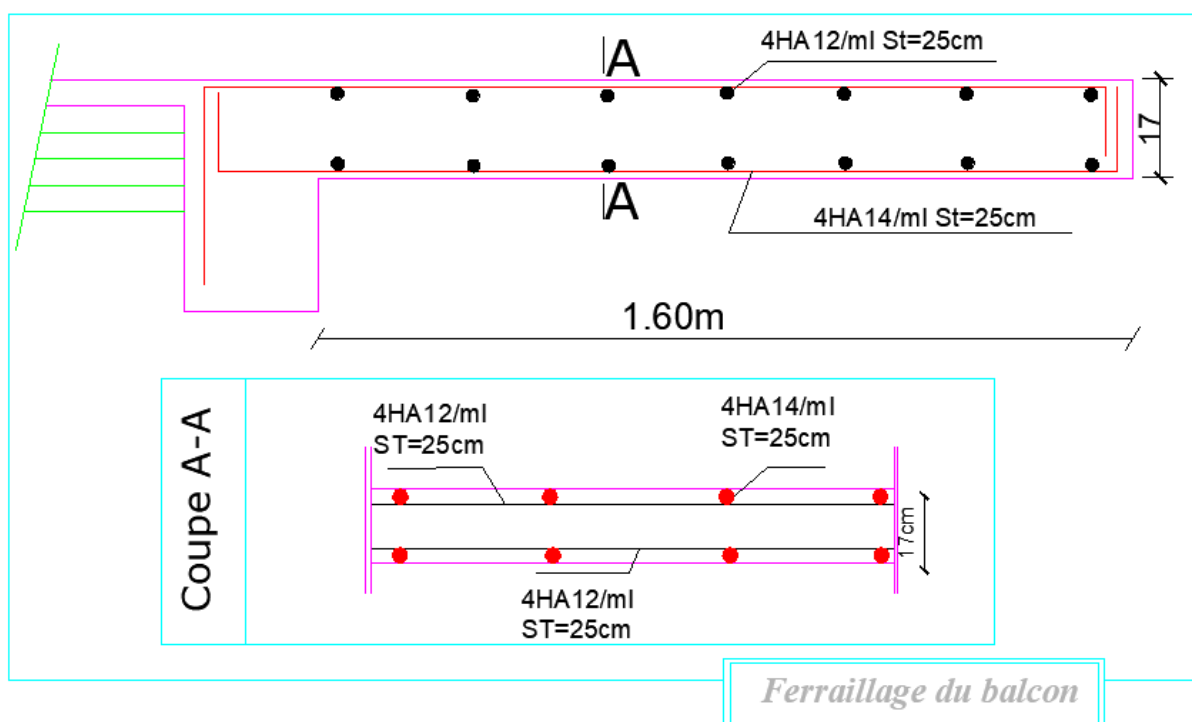
$$\frac{h}{L} = \frac{17}{160} = 0,106 \geq \frac{M_s}{10 \times M_u} = \frac{16.40}{10 \times 22.81} = 0,0719 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, la flèche est bien vérifiée

Les balcons seront ferrillés comme suit

- **Armatures principales : 4HA14 avec  $S_t=25$  cm**
- **Armatures secondaires : 4HA12 avec  $S_t=25$  cm**



### III.6 Étude de la poutre de chaînage

#### III.6.1 Définition :

C'est une poutre continue qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids propre et le poids du aux cloisons (mur en double cloisons).

#### III.6.2 Pré dimensionnement de la poutre

$$\text{Hauteur } h_t : \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{Largeur } b : 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : **L** est la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.

$$L = 320 - 25 = 295$$

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du **R.P.A.99 modifié 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b \geq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\frac{295}{15} \leq h_t \leq \frac{295}{10} \implies 19.67 \leq h_t \leq 29.5 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 25 \text{ cm}$  (pour que la condition du RPA soit vérifiée)

$$\text{Largeur } b : 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$0.4 \times 25 \leq b \leq 0.7 \times 25 \implies 10 \leq b \leq 17.5$$

On prend  $b = 25 \text{ cm}$ .

Vérification du rapport  $\frac{h}{b}$  :

$$\frac{h}{b} = \frac{25}{25} = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors, on opte pour la poutre de chaînage d'une section de **(25x25) cm<sup>2</sup>**

**III.6.3 Détermination des charges et surcharges**

➤ **Charges permanentes :**

- Le poids propre de la poutre.....0,25 x 0,25 x 25 = 1.56KN/ml.
- Le poids propre de mur en double cloison.....2,36(3.06-0,25) = 6.63KN/ml.
- Le poids du plancher :  $P_{\text{plancher}} = \frac{G_{\text{plancher}}}{2} \times L_{\text{hourdis}} = \frac{5.24}{2} \times 0.65 = 1.70 \text{ KN/ml}$

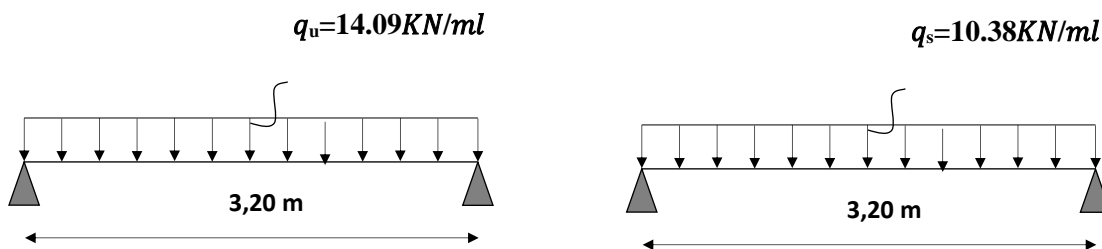
**$G_p=9.89 \text{ KN/ml}$ .**

➤ **Surcharges d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65/2 = 0,49 \text{ KN/ml}$**

**III.6.4 Combinaison des charges**

**ELU :**  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9.89 + 1,5 \times 0,49 = 14,09 \text{ KN/ml}$ .

**ELS :**  $q_s = G + Q = 9.89 + 0,49 = 10,38 \text{ KN/ml}$



**Figure III.31 : Schéma de chargement à l'ELU et à l'ELS.**

**III.6.5 Calcul des efforts à l'ELU**

➤ **Le moment isostatique :**

$$M_U = M_U^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.09 \times (3.20)^2}{8} = 18.04 \text{ KN.m}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$T_U = T_U^{max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{14.09 \times 3.20}{2} = 22.09 \text{ KN}$$

Compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments deviennent :

Sur appuis :  $M_a = -0.3 \times M_U^{max} = -0.3 \times 18.04 = -5.42 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.85 \times M_U^{max} = 0.85 \times 18.04 = 15.33 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

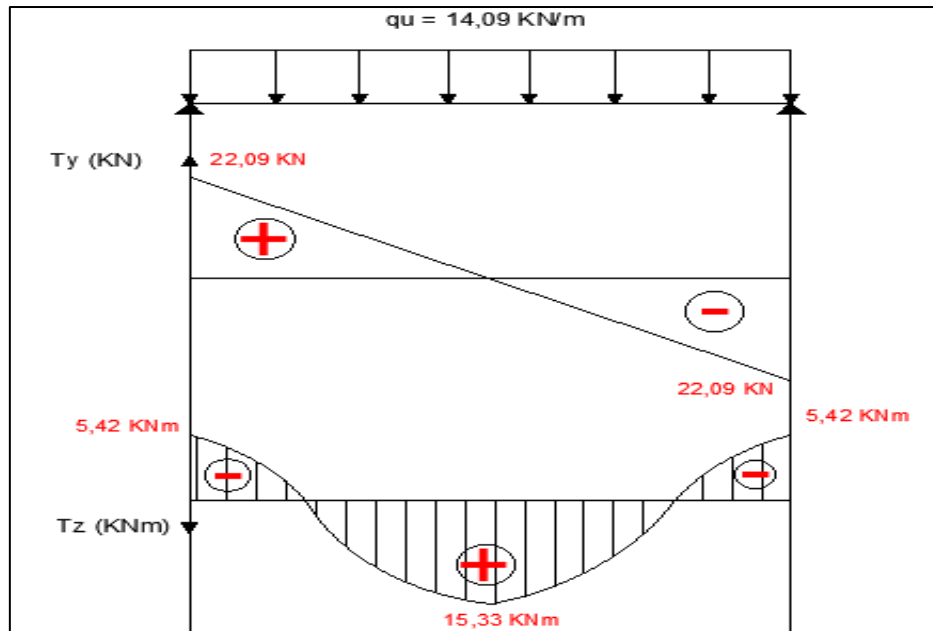


Figure III.32 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

**III.6.6 Calcul de ferrillage :**

**a) Calcul des armatures longitudinales :**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{c28}} = \frac{5,42 \times 10^3}{25 \times 23^2 \times 14,2} = 0,029 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,029 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,42 \times 10^3}{0,985 \times 23 \times 348} = 0,69 \text{ cm}^2$$

❖ On opte pour : 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{c28}} = \frac{15,33 \times 10^3}{25 \times 23^2 \times 14,2} = 0,082 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,082 \rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15,33 \times 10^3}{0,957 \times 23 \times 348} = 2,00 \text{ cm}^2$$

❖ On opte pour : 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section (**RPA99 modifié en 2003**).

$$3,39 + 3,39 = 6,78\text{cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 25}{100} = 3.16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b) Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.2 ; 0.71 ; 2.5 \} = 0.71 \text{ cm}$$

Avec : h est la hauteur totale de la poutre.

$\Phi$  : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre

On choisit un diamètre :  $\Phi 8$  (1 cadre  $\Phi 8$ )

**III.6.7 Vérification à l'E.L.U**

**a) Condition de non fragilité, (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99) :**

$$A^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0.23 \times 25 \times 23 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{min} = 0.69\text{cm}^2$$

➤ **Aux appuis**

$$A_{st} = 3.39\text{cm}^2 > A^{min} = 0.69\text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$A_{st} = 3.39\text{cm}^2 > A^{min} = 0.69\text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, md99/Art. A5.1.211) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{22.09 \times 10^3}{250 \times 230} = 0.38 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.38 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

c) **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis, (Art A5.1.313, BAEL 91 modifié 99)**

➤ **Sur le béton :**

$$T_u \leq \frac{0.4}{\gamma_b} \cdot b \cdot d \cdot 0.9 \cdot f_{ct28} \Rightarrow T_u \leq \frac{0.4}{1.5} \times 25 \times 23 \times 0.9 \times 2.5 = 431.25 \text{ KN}$$

$$T_u = 22.09 \text{ KN} \lll 431.25 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur les armatures inférieures :**

$$T_u = 22.09 \text{ KN}, M_a = 5.42 \text{ KN.m}, d = 23 \text{ cm.}$$

$$A_u \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right] = \frac{1.15}{40} \left[ 22.09 + \frac{5.42}{0.9 \times 23} \right] = 0.643 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.643 \text{ cm}^2 < 3.39 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

d) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)**

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

$$\Sigma u_i = n \pi \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \Sigma u_i} = \frac{22.09 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 113.04} = 0.944 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.944 \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \implies \text{Condition est vérifiée}$$

e) **Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22)**

$$S_{tmax} \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(20.7 ; 40 \text{ cm}) = 20.7 \text{ cm}$$

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

→ Exigences du RPA 99/version 2003 art 7.5.2.2

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm} \right\} = \left\{ \frac{25}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \{ 6.25 ; 14.4 ; 30 \text{ cm} \} \rightarrow S_t \leq 6.25$$

❖ Soit :  $S_t = 6 \text{ cm.}$

➤ **En zone courante :**  $S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{25}{2} = 12.5$

❖ Soit :  $S_t = 12 \text{ cm.}$

➤ Armatures transversales minimales :

Selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t \geq A_t^{min} = 0.003 \times 12 \times 25$$

$$A_t = 3.39 \geq A_t^{min} = 0.9 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition est vérifiée}$$

f) Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22)

Si  $A_t$  représente la section des armatures transversales avec une limite d'élasticité fedonc :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \implies \frac{3.39 \times 400}{25 \times 12} = 4.52 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \implies \text{Condition est vérifiée}$$

III.6.8 Calcul des efforts internes a ELS :

➤ Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.38 \times (3.20)^2}{8} = 13.29 \text{ KN.m}$$

➤ L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{10.38 \times 3.20}{2} = 16.61 \text{ KN}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis :  $M_a = -0.3 \times M_s = -0.3 \times 13.29 = -3.99 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 13.29 = 11.30 \text{ KN.m}$

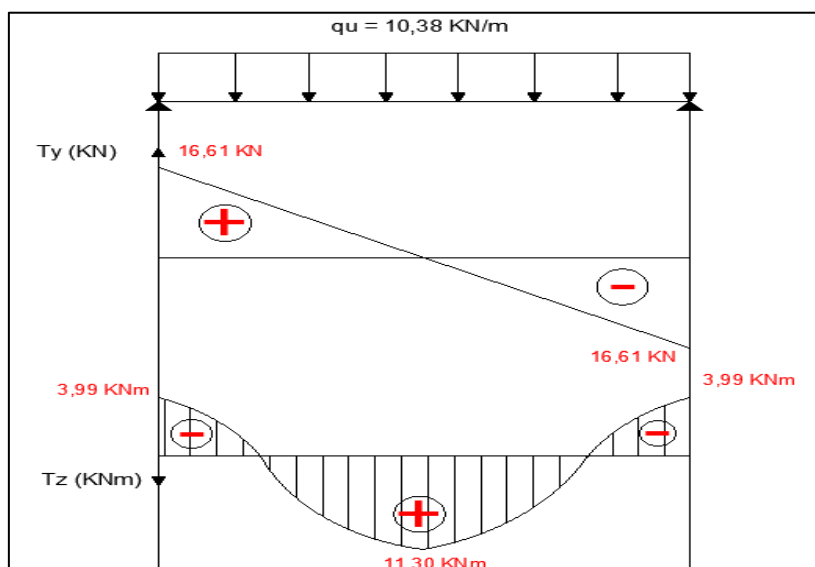


Figure III.33 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

**III.6.9 Vérifications à l'ELS****a) État limite d'ouvertures des fissures : (BAEL 91 / Art A.4.5.3) :**

Les fissurations sont peut nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

**b) État limite de compression du béton : (BAEL 91/ Art B.6.6.1) :**

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

**➤ Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 23} = 0,589$$

$$\rho_1 = 0,589 \rightarrow \beta_1 = 0.886 ; K_1 = 28.86$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28.86} = 0,035$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{3.99 \times 10^3}{0,886 \times 23 \times 3.39} = 57.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{57.76}{28.86} = 2.00 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition est vérifiée}$$

**➤ En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 23} = 0,589$$

$$\rho_1 = 0,589 \rightarrow \beta_1 = 0.886 ; K_1 = 28.86$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28.86} = 0,035$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{11.30 \times 10^3}{0,886 \times 23 \times 3.39} = 163.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{163.57}{28.86} = 5.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition est vérifiée}$$

**c). Vérification de la flèches : (BAEL 91, Art B.6.5, 3)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

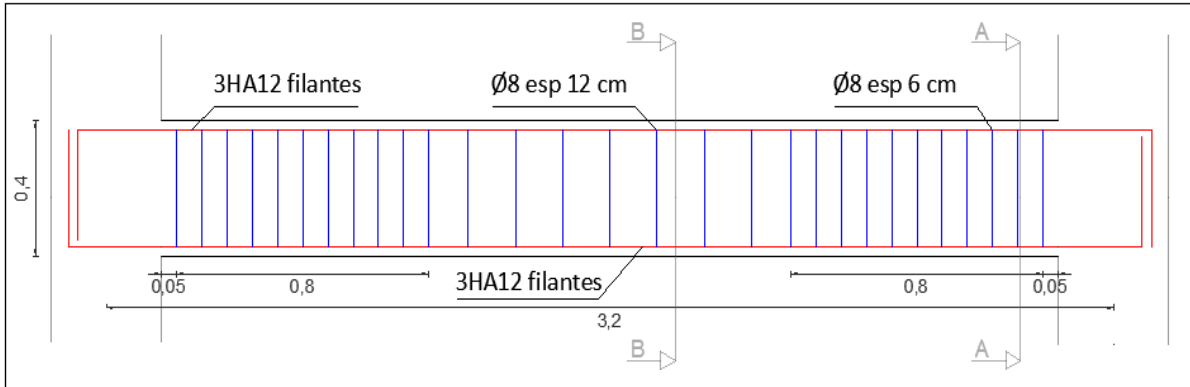
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{320} = 0.078 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

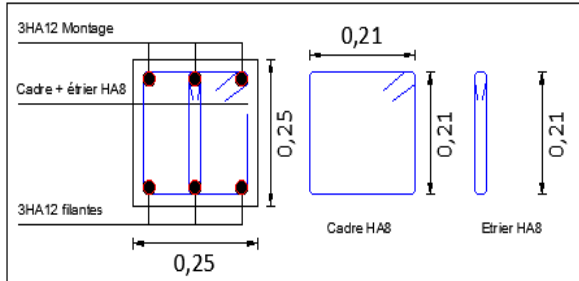
$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{25 \times 23} = 0.0059 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{320} = 0.0783 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{11.30}{10 \times 18.04} = 0.0626 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

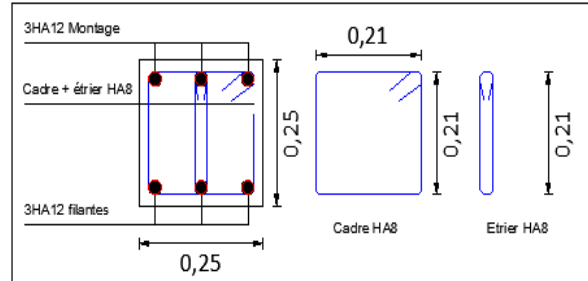
Toutes les conditions sont vérifiées, alors la flèche est vérifiée.



Ferraillage de la poutre de chainage



Ferraillage aux appuis  
Coupe A-A



Ferraillage en travée  
Coupe B-B

## Chapitre IV : Modélisation

**Introduction**

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

**IV.1. Logiciel utilisé pour la modélisation**

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

ETABS permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique. L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Dans notre projet on a utilisé la version

**ETABS V 9.6.0**

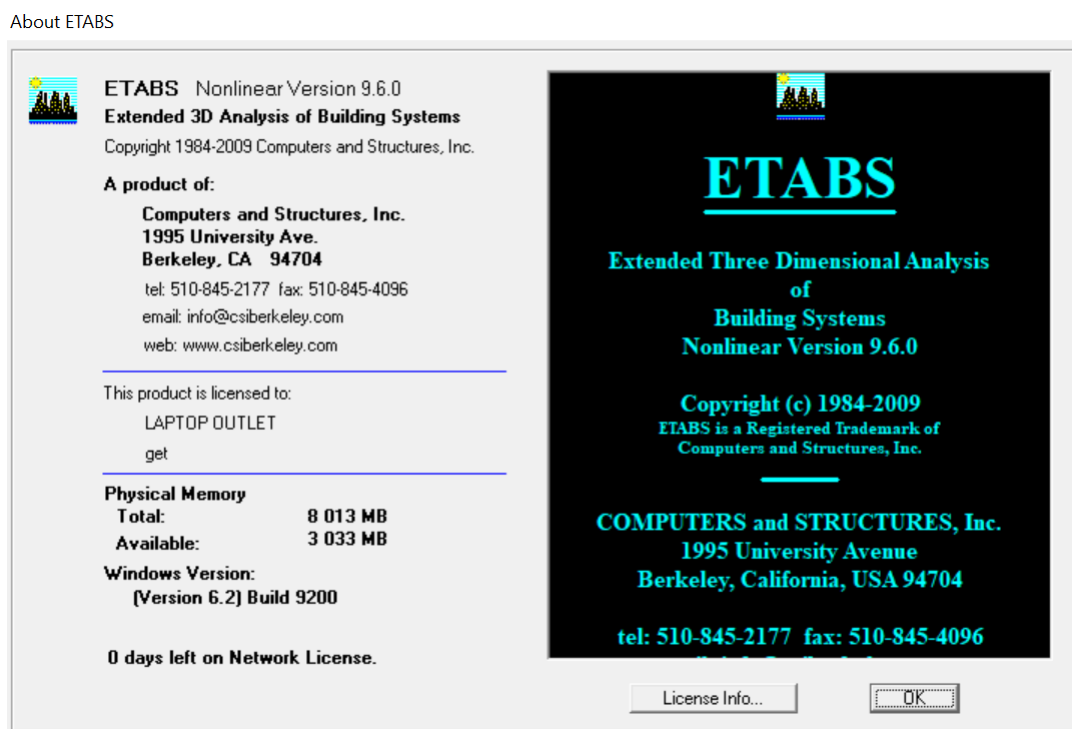


Figure IV.1 : Version utilisée du logiciel ETABS.

## IV.2. Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « computers and structures Inc. Berkeley, California », sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce travail, désignée par ETABS Non linéaire 9.6.0. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

## IV.3. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages du Génie Civil. Il est basé sur la **méthode des éléments finis**, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.

- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

#### IV.4.Rappel (terminologie)

Frame section :	Coffrage	Joints :	Nœuds
Column :	Poteau	Restraintes :	Points d'application de la charge
Beam :	Poutre	Uniformed loads:	Charges uniformes
Shell :	Voile	Define :	Définir
Elément :	Élément	Grid line :	Ligne de grille
Frame :	Portique (cadre)	Add :	Ajouter
Concrete :	Béton	File :	Fichier
Steel :	Acier	Copy :	Copier
Story:	Étage	Delete:	Supprimer
Height:	Hauteur	Move :	Déplacer
Loads:	Charges	Save :	Enregistrer
Materials :	Matériaux		

Figura IV.2 : Manuel d'utilisation du logiciel ETAB.

#### IV.5. Les étapes de modélisation

##### Étape 1 : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

###### ➤ Choix des unités

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**.

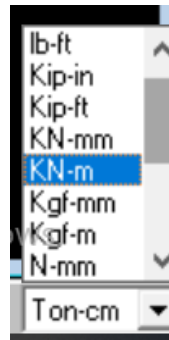


Figure IV.3 : Choix des unités.

➤ Géométries de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (ctrl+n), puis on clique sur **Default.edb**.

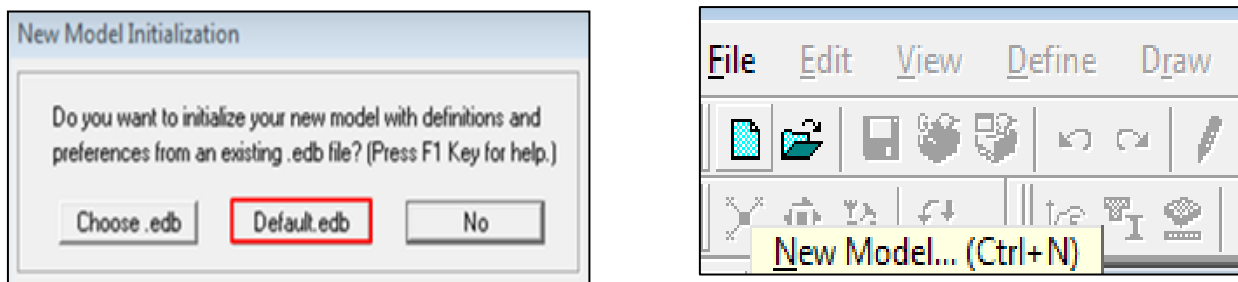


Figure IV.4 : Démarrer un nouveau model.

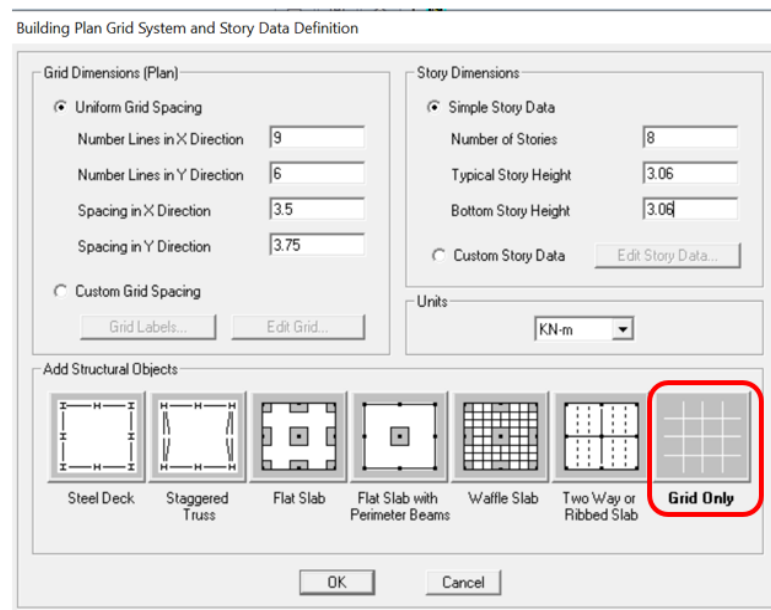


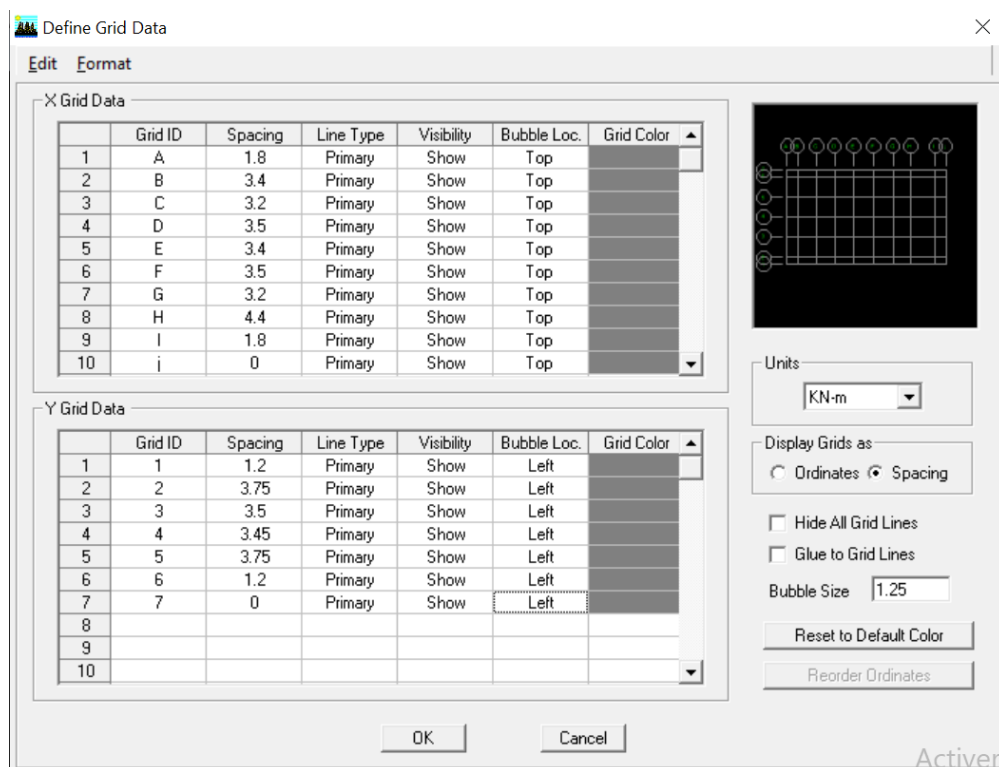
Figure IV. 5 : géométries de base dans l'ETABS.

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées.

➤ **Modification de la géométrie de base**

Pour modifier les longueurs de trames et des hauteurs d'étages On clique sur le bouton droit de la souris, on introduit les distances cumulées, on clique sur **ok**.



**Figure IV.6 : Introduction de la géométrie de base.**

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

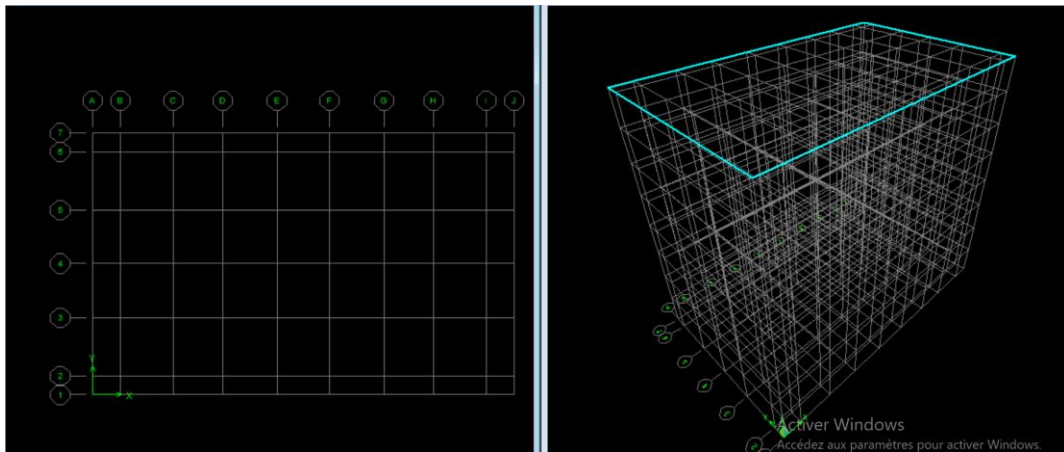


Figure IV.7 : Affichage en plan et en 3D.

**Étape 2 : Définition des propriétés mécaniques des matériaux :**

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (comme l'acier et le béton) pour cela on clique sur :

**Define → Material Properties → Conc → Modify/Show Material**

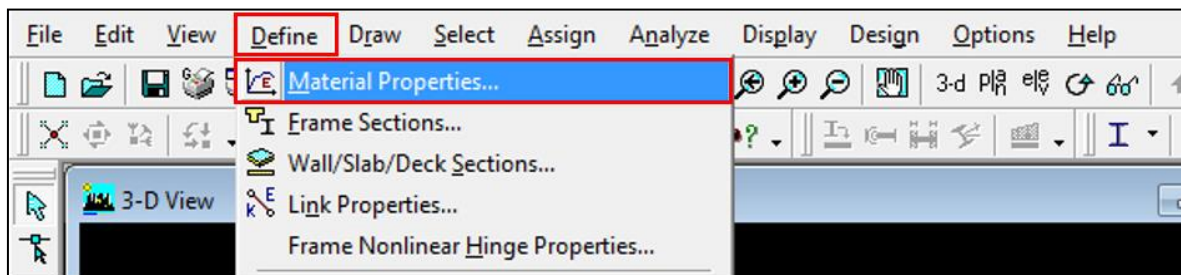


Figure IV.8 : Définition des matériaux

Dans la boîte dialogique qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Material Property Data



<b>Material Name</b>	BETON	<b>Display Color</b>	Color	
<b>Type of Material</b>		<b>Type of Design</b>		
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design		
		Concrete		
<b>Analysis Property Data</b>		<b>Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)</b>		
Mass per unit Volume	2.5	Specified Conc Comp Strength, $f_c$	25000	
Weight per unit Volume	25	Bending Reinf. Yield Stress, $f_y$	400000	
Modulus of Elasticity	32164200	Shear Reinf. Yield Stress, $f_{ys}$	400000	
Poisson's Ratio	0.2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete		
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor		
Shear Modulus	10342136.8			
OK		Cancel		

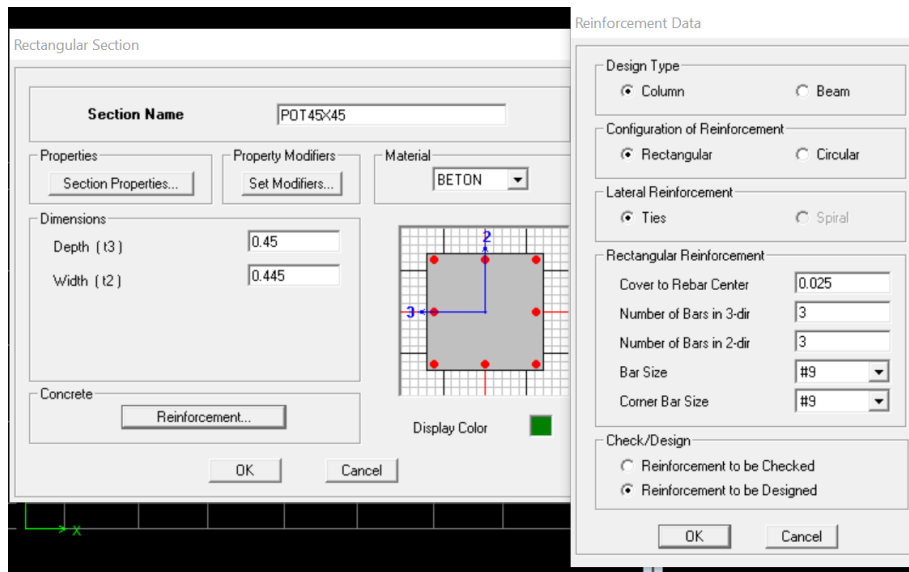
Figure IV.9 : Caractéristiques du béton.

### Étape 3 : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. (Les poutres principales et secondaires, poteaux, voiles.....)

On commence par les poteaux :

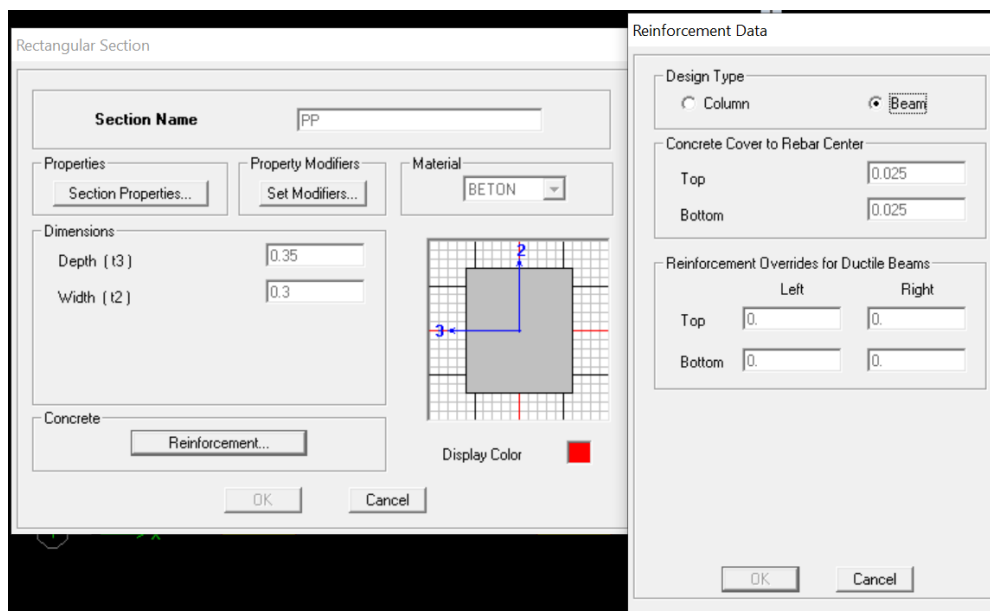
**Define** → **Frame Sections**  → **ADD Rectangular**. (On introduit les dimensions et l'enrobage des poteaux).



**Figure IV.10 : Définition des poteaux.**

→ **OK** → (On refait l’opération jusqu’à terminé de toute les sections de poteaux nécessaire).

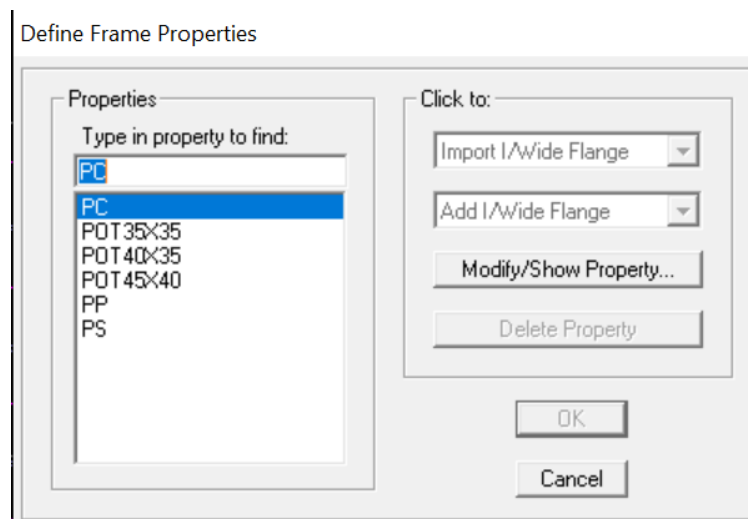
Ensuite on clique sur : ➤ ADD Rectangular → (On introduit les dimensions et l’enrobage de poutre principale (PP30x35), poutre secondaire (PS30x30) et la poutre de chaînage (PC25x25))



**Figure IV.11 : Définition des poteaux.**

→ **OK**.

- Enfin on obtient cette série des sections nécessaire qui représente la structure de la construction



→ **OK**. (Pour valider l'opération)

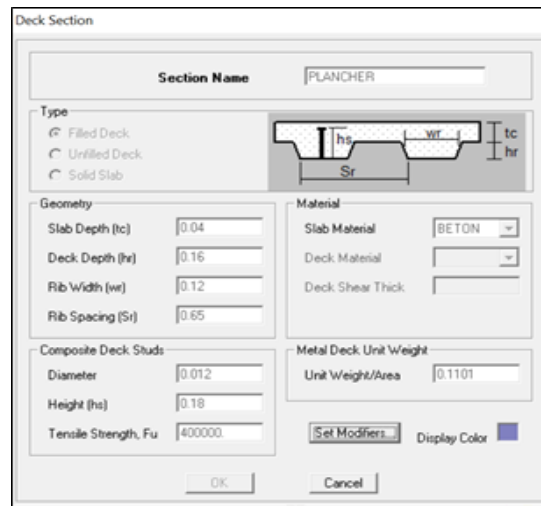
#### Étape 4 : Définition des éléments surfaciques :

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers (20 cm), balcon (ep = 17 cm), dalles pleines (ep=20cm) et voiles (ep=20cm), d'abord on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

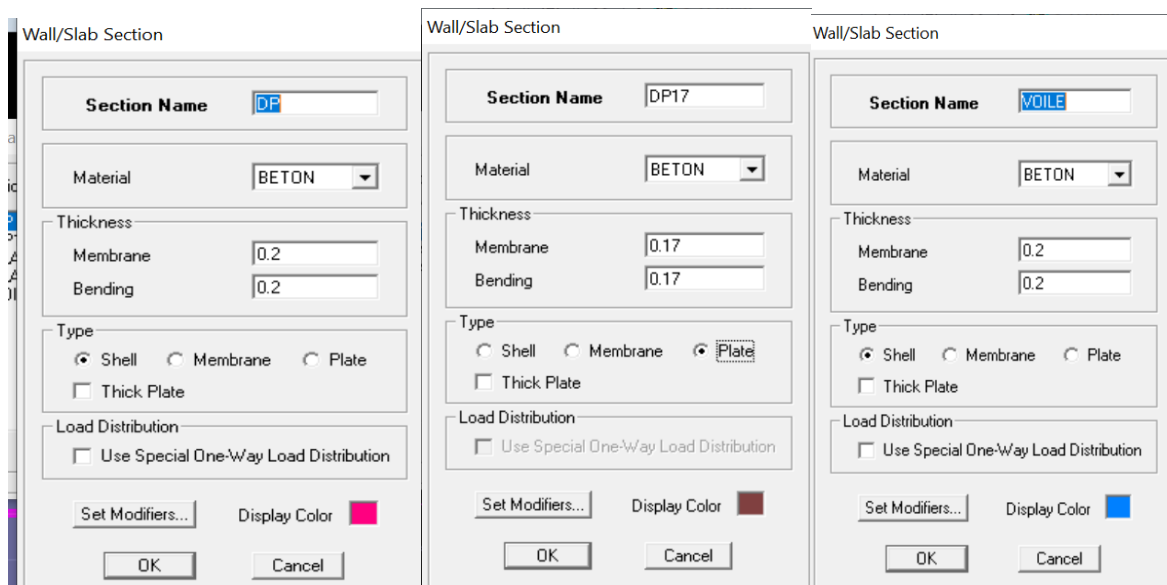
**Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**



→ **Add New Section** → Puis on définit leurs propriétés.



**A- Plancher Corps creux**





**Figure IV.12 : Définition des éléments surfaciques.**


**Étape 5 : Application du paramètre géométrique des éléments**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :



➤ **Pour les poutres :**

On clique sur : ➤ L'icône  ou  → Property (on choisit l'élément [PP30x35] ou [Ps30x30] ou [CH25x25] et on dessine avec one story les poutres en RDC et avec similaire story les poutres en Etages Courant + Terrasse selon l'architecture dans chaque story)

➤ **Pour les poteaux :**

On clique sur le bouton  Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) **None** on choisit le nom de la section POT (45× 40) par exemple et on valide.

➤ **Pour les planchers, dalle pleine et les voiles :**

On clique sur le bouton  ou  → **Property** (on choisit exp : VOILE20 et on dessine avec all story la disposition des voiles nécessaire).

Enfin, on obtient la structure suivante

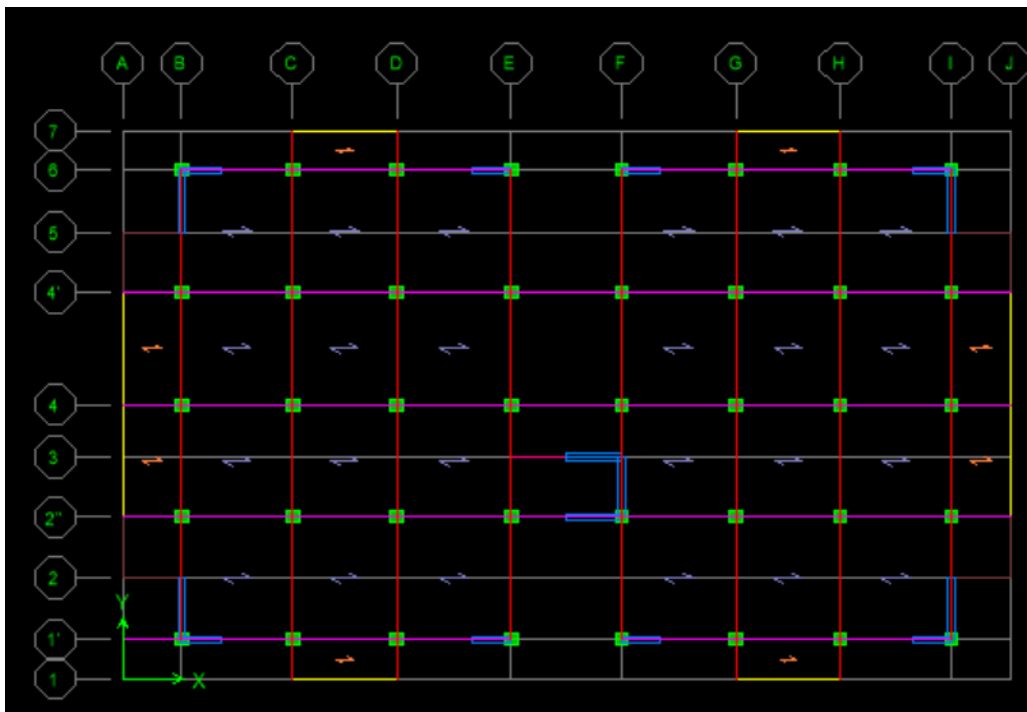


Figure IV.13 : Vue en plan du bâtiment.

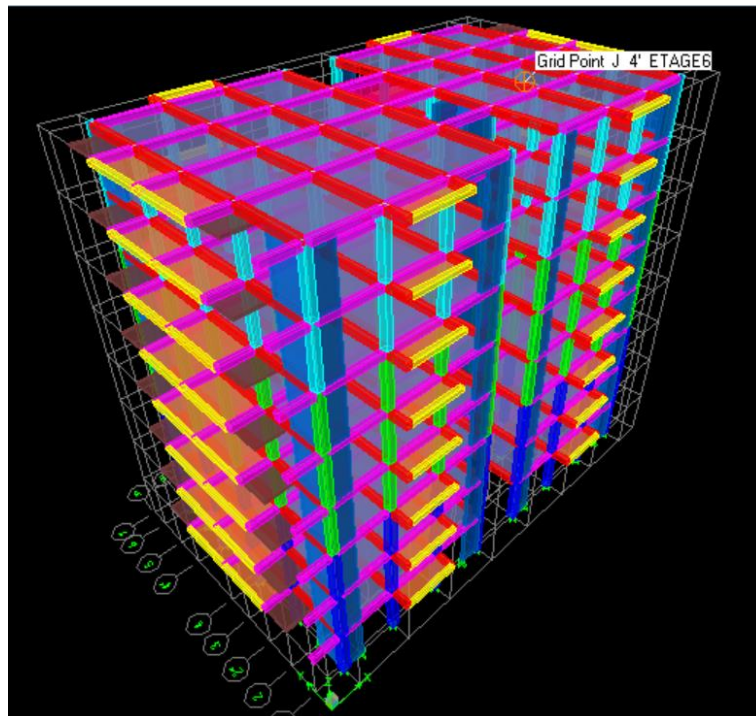


Figure IV.14 : Vue 3D du bâtiment.

**Étape 6 : Dessin des appuis :**

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tous

les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

**Assign → Joint/point → Restraints → on clique sur l'icône → OK**

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

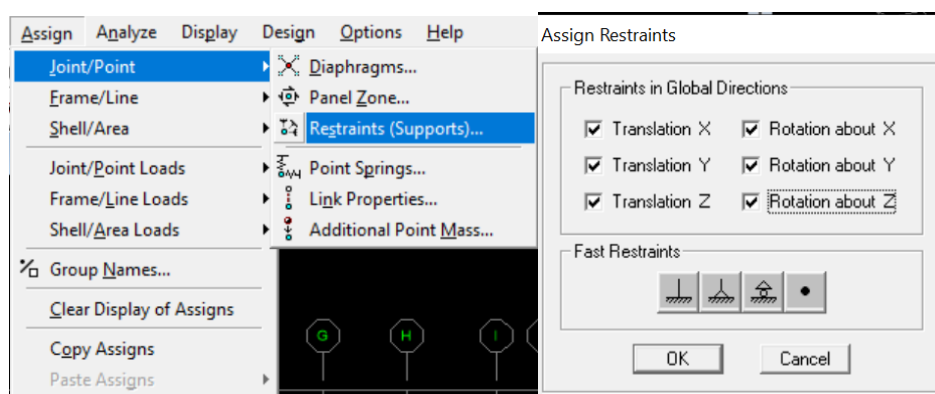
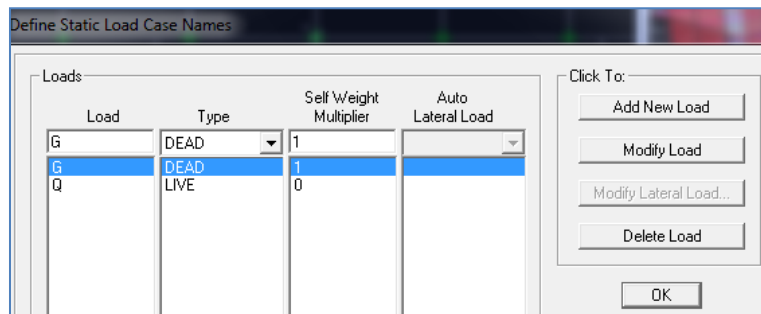


Figure IV.15 : Définition des appuis.

**Étape 7 : Définition des charges statiques (G, Q)**


La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d’exploitations

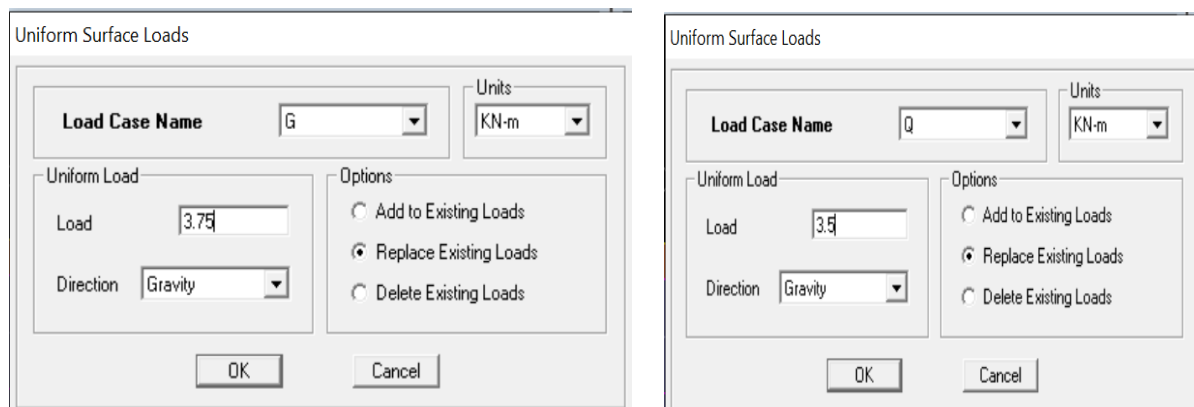
(Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**. 



**Figure IV.16 : Définition des charges statiques.**

**Étape 8 : Chargement des éléments**

On sélectionne d’abord l’élément et on cliquant sur : **assign** → **shell/areas load** → **uniform**. 



**Figure IV.17 : interface d’introduction des charges pour la structure (exp : le balcon).**

**Étape 9 : Masse source**

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{équation 4-5 RPA 99}).$$

$W_i$  : poids total de la structure.

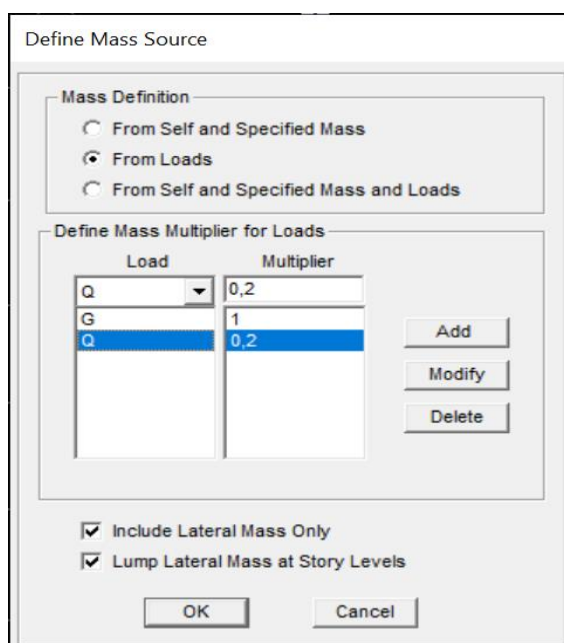
$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

**Define** → Masse  **Source** → **From Loads**.



**Figure IV.18 : Définition du poids propre.**

### Étape 10 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre  $T$ .

On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer**.

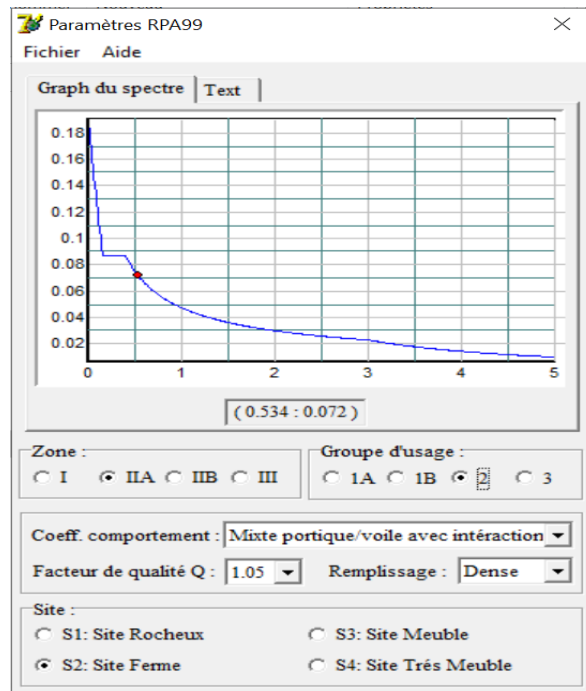


Figure IV.19 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

**Define** → **Response spectrum** → **Function Spectre from file.**

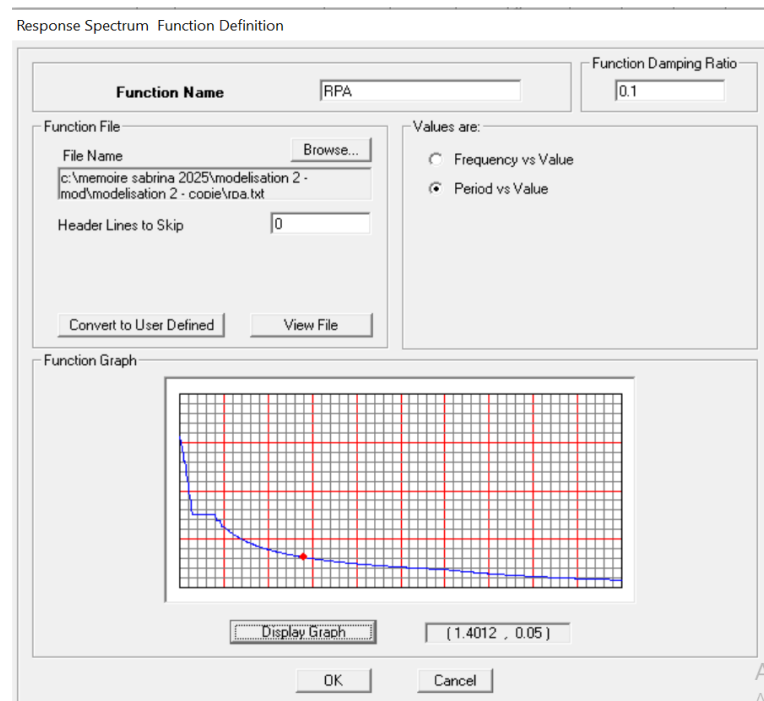
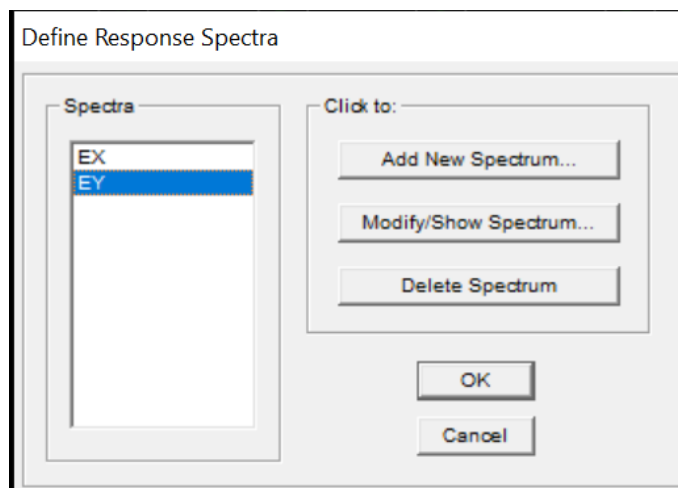


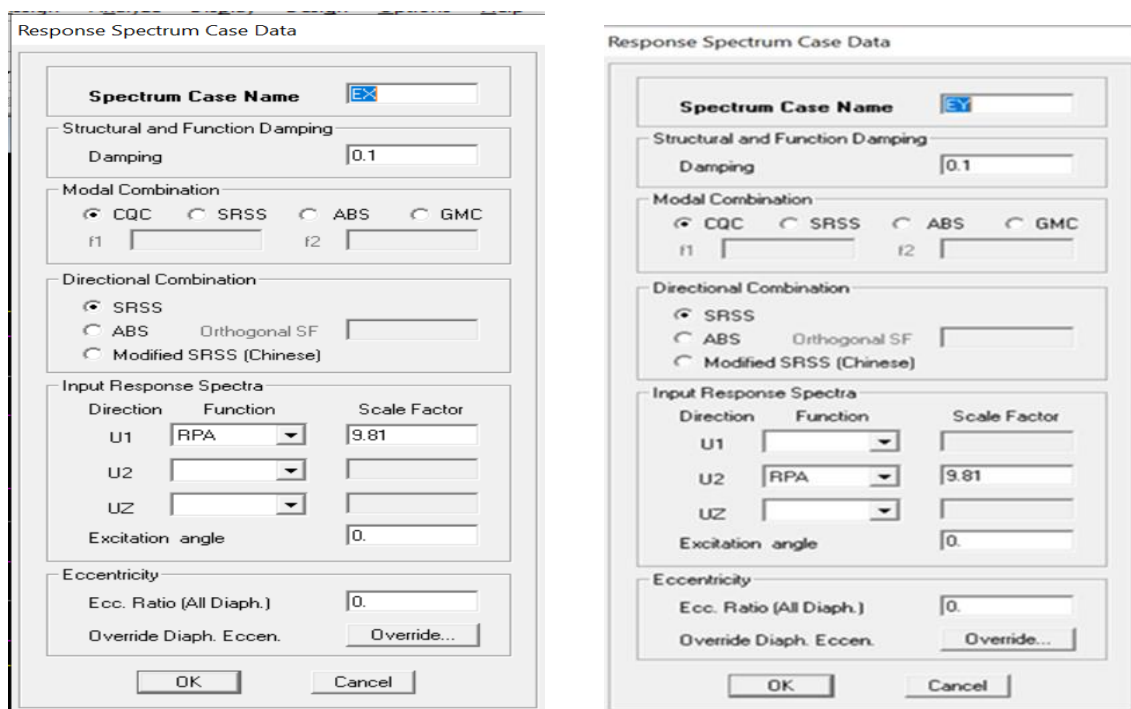
Figure IV.20 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

**Étape 11 : Définition de la charge sismique « E »**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum**.



**Figure IV.21 : Définition des charges sismiques.**




**Figure IV.22 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.**

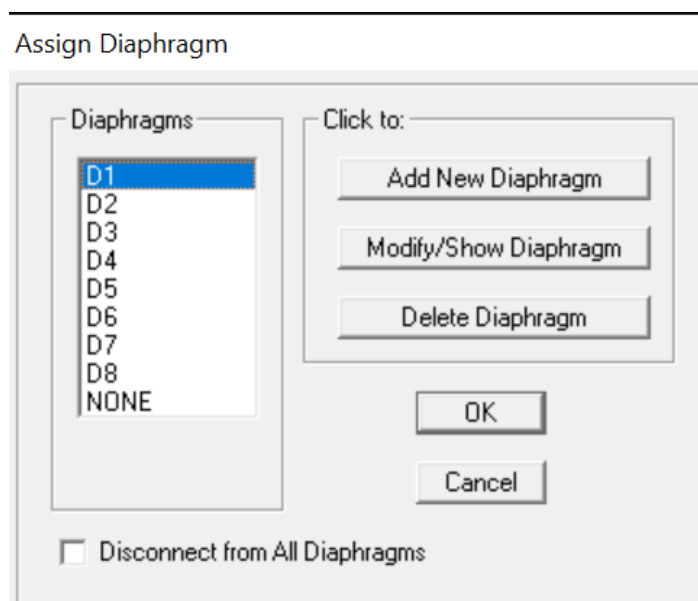
**Étape 12 : Diaphragme**

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage → Assign → Joint/Point → Diaphragmas  → D1 → OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.



**Figure IV.23 : Introduction des diaphragms.**

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragms on clique sur pour

Valider

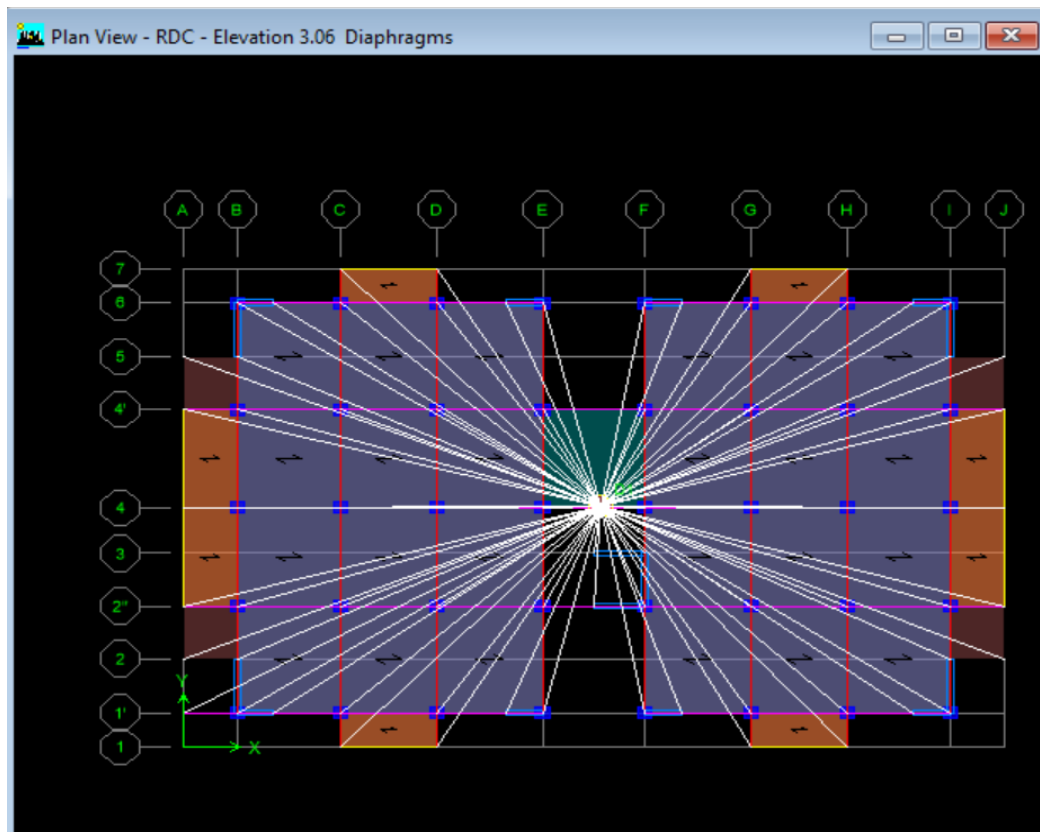


Figure IV.24 : Application des diaphragmes.

### Étape 13 : Introduction des combinaisons d'actions

#### ➤ Combinaisons aux états limites

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

ELS :  $G + Q$

#### ➤ Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003

GQE :  $G + Q + E$

08 GE :  $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define → Loads Combinaisons



→ Add New Combo.

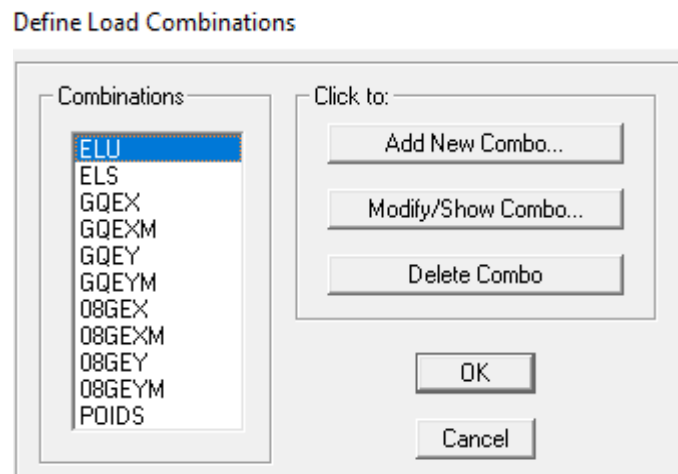


Figure IV.25 : Introduction des combinaisons d'actions.

#### Étape 14 : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

##### ➤ Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure on clique sur : **Analyze** → **RunAnalysis** ou bien on utilise le clavier on clique sur **(F5)**.

# **Chapitre V : Vérification des exigences du RPA**

**Introduction**

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99 version2003 qui sont :

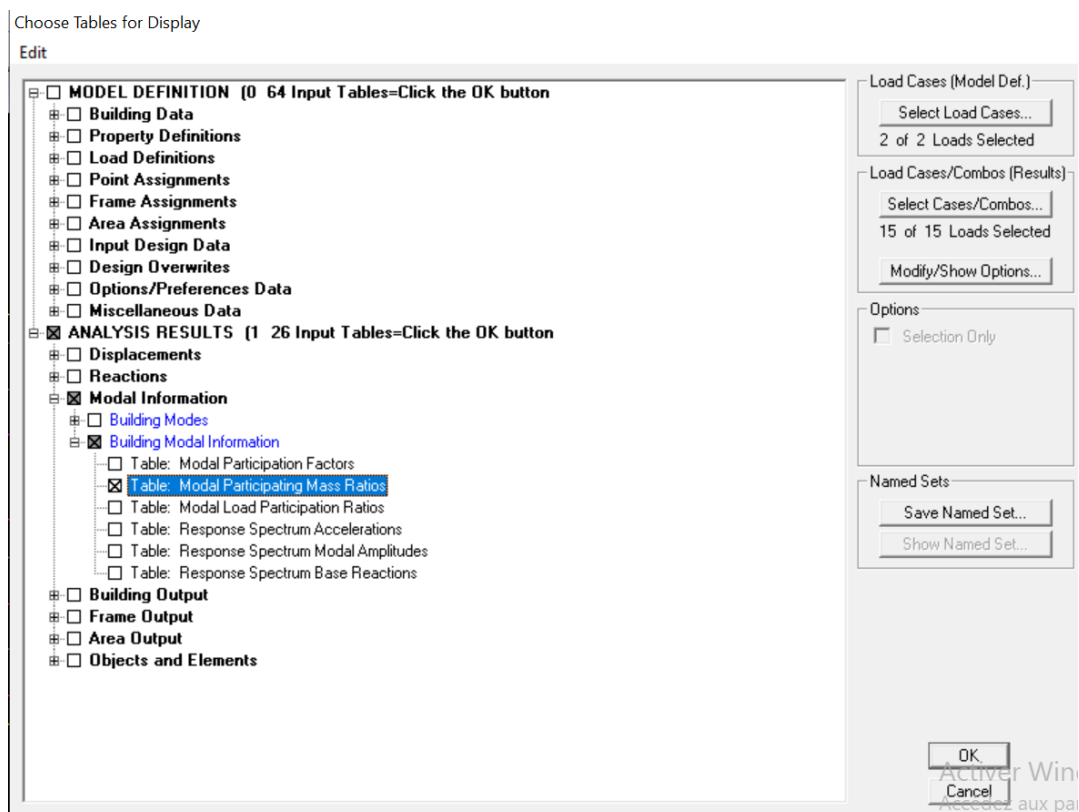
- 1) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 2) L'effort tranchant à la base.
- 3) Étude contreventement et calcul du coefficient de comportement R.
- 4) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.
- 5) Justification vis-à-vis des déplacements.
- 6) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

**V.1. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale**

Pour vérifier le pourcentage de participation de la masse modale et la période obtenue de notre analyse, nous suivons les étapes suivantes :

- **Display → Show Tables → Modal Information → Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios → OK.**

On aura la fenêtre représentée sur la page suivant :



**Figure V.1 :** Affichage des informations modales.

Les résultats seront affichés comme suit :

Modal Participating Mass Ratios								
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.677983	72.5492	0.0008	0.0000	72.5492	0.0008	0.0000	0.0019
2	0.590744	0.0009	71.6397	0.0000	72.5502	71.6405	0.0000	98.9776
3	0.501210	0.2441	0.1316	0.0000	72.7943	71.7721	0.0000	0.1864
4	0.190166	13.8829	0.0073	0.0000	86.6772	71.7794	0.0000	0.0003
5	0.158428	0.0174	15.5090	0.0000	86.6946	87.2884	0.0000	0.4899
6	0.129582	0.0493	0.0694	0.0000	86.7439	87.3578	0.0000	0.0034
7	0.085175	5.8191	0.0147	0.0000	92.5630	87.3725	0.0000	0.0008
8	0.071029	0.0218	6.0613	0.0000	92.5848	93.4338	0.0000	0.2647
9	0.055933	0.0184	0.0220	0.0000	92.6032	93.4558	0.0000	0.0008
10	0.047151	3.1828	0.0150	0.0000	95.7859	93.4708	0.0000	0.0002
11	0.041235	0.0192	3.1218	0.0000	95.8052	96.5926	0.0000	0.0425
12	0.031519	0.0057	0.0066	0.0000	95.8108	96.5992	0.0000	0.0001

Figure V.2 : Résultats de la période donnée par ETABS.

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale correspondante au premier mode donnée par le logiciel ETABS égale  $T = 0,67$  s.

**a. Participation massique (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003)**

Selon l'article 4.3.4 RPA99 version 2003 les structures modélisées par des plans dans deux directions orthogonales, il est impératif que le nombre de modes de vibration à prendre en compte dans chacune des directions d'excitation soit déterminé de manière à ce que la somme des masses modales effectives des modes retenus soit d'au moins 90 % de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est de **08 modes** (figure V.2).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X-X : } 92,5848 \% > 90\% \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Sens Y-Y : } 93,4338 \% > 90\% \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**b. Estimation de la période fondamentale de la structure. (Art 4.2.4 RPA 2003)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{(3/4)} \tag{V.1}$$

Avec :  $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n. Dans notre cas :  $h_N = 24,48$ m.

$C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003.

$C_T = 0,05$  ; Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.

**Remarque :** D'après L'article 4.2.4 RPA 99/2003, Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

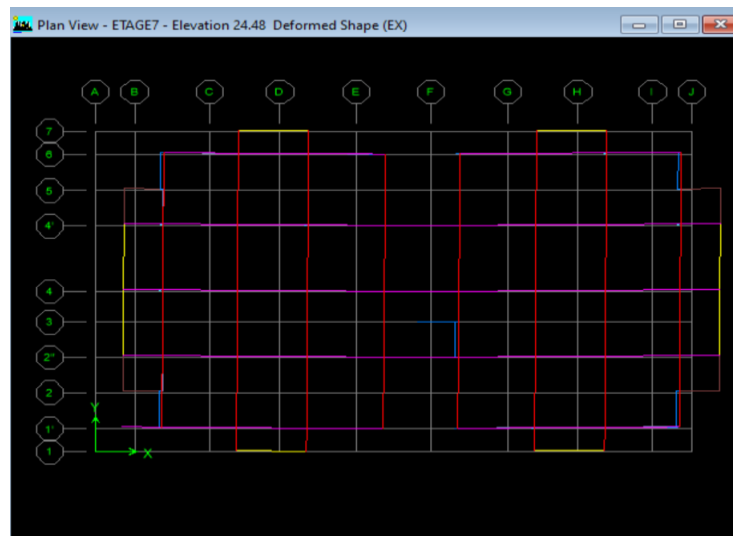
$$T = 0,05 \times (24,48)^{3/4} = 0,55 \text{ sec.}$$

$$\text{D'où : } T = 1,3 \times 0,55 = 0,715 \text{ sec}$$

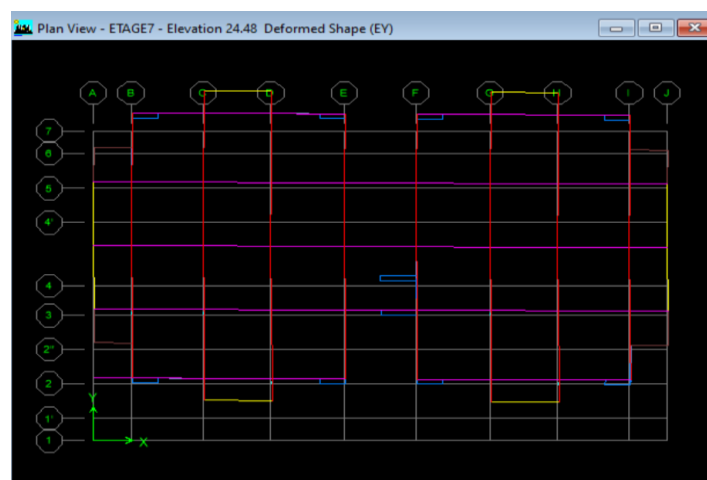
$$T_{\text{numérique}} = 0,67 \text{ s} < 1,3 T_{\text{empirique}} = 0,715 \text{ s} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**c. Le pourcentage de déplacement du bâtiment**

- D'après la figure V.2 le pourcentage de déplacement du bâtiment est de 72.5492% dans le sens XX > 50% (figure V .3)
- Dans le deuxième mode de vibration on a une translation suivant l'axe Y-Y avec un pourcentage de 71.6397 % > 50% (figure V .4).



**Figure V.3 :** translation suivant l'axe X-X.



**Figure V.4 :** translation suivant l'axe Y-Y.

**V.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{mse}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée ; **(Article 4.2.3 RPA 99 version 2003).**

$$V_{logiciel} > 0.8V_{mse} \tag{V.2}$$

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique :

$$V_{mse} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \tag{V.3}$$

**A :** coefficient d'accélération donné par **tableau 4.1** du RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

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

**D :** facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de 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 de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats suivants.

**a. Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Coefficient d'accélération de zone (A) est déterminé en fonction la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment donne dans le **tableau V.1** :

**Tableau V.1 :** Coefficient d'accélération de zone "A". (Tableau 4.1 RPA 99/03)

Groupe	Zone			
	I	Ila	Ilb	III
<b>1 A</b>	0,15	0,25	0.30	0, 40
<b>1 B</b>	0,12	0, 20	0.25	0, 30
<b>2</b>	0,10	0,15	0.20	0, 25
<b>3</b>	0,07	0,10	0.14	0,18

La Zone sismique est : zone Ila, }  
 Groupe d'usage 2 } → **A=0.15**

**b. Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

D'après la formule (4.2 RPA99 version 2003) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases}$$

(V.4)

$T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le **tableau (4.7 du RPA 99 version 2003) :**

$T_2 = 0.40s$  (Site ferme S2)

$T = 0.67s$

**Tableau V.2 :** Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$  (4.7 du RPA 99/2003)

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement. Il est donné par la formule (4.3 RPA99 version 2003) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7 \quad (V.4)$$

D'où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2 RPA99 version 2003**)

on prend :  $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0.70$$

$$\eta = 0.76 \geq 0,70$$

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1 <sup>er</sup> cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2 <sup>ème</sup> cas	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3 <sup>ème</sup> cas	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

2<sup>ème</sup> cas : T empirique = 0.55 < T analytique = 0.67 < 1,3 T empirique = 0.715

T = T analytique = 0.67 sec

$$\text{Donc : } D = 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,4}{0,67}\right)^{\frac{2}{3}}$$

**D = 1,34**

**c. Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q=1+\sum P_q$  (V.5)

Avec Pq : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

**Tableau V.3 :** valeurs des pénalités Pq

Critère q	Observé (oui ou non) XX	Observé (oui ou non) YY	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	oui	oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	Oui	0,00

On aura finalement : **Q<sub>x</sub> = 1,05** et **Q<sub>y</sub> = 1,05**.

**d. Détermination du poids de la structure (W) :**

W : est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$\sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (V.6)$$

D'où :  $W_T = \sum_1^n W_i$

Avec :  $W_{Gi}$  : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

$W_{Qi}$  : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 RPA2003**.

**Tableau V.4 :** valeurs du coefficient de pondération  $\beta$  :

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

$\beta=0.2$  → pour un bâtiment d'habitation.

- Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

**Display** → **show tables** → **selectionner Building Output Table** → **Story Shears**  
 → **POIDS Combo**

On aura la fenêtre suivante :

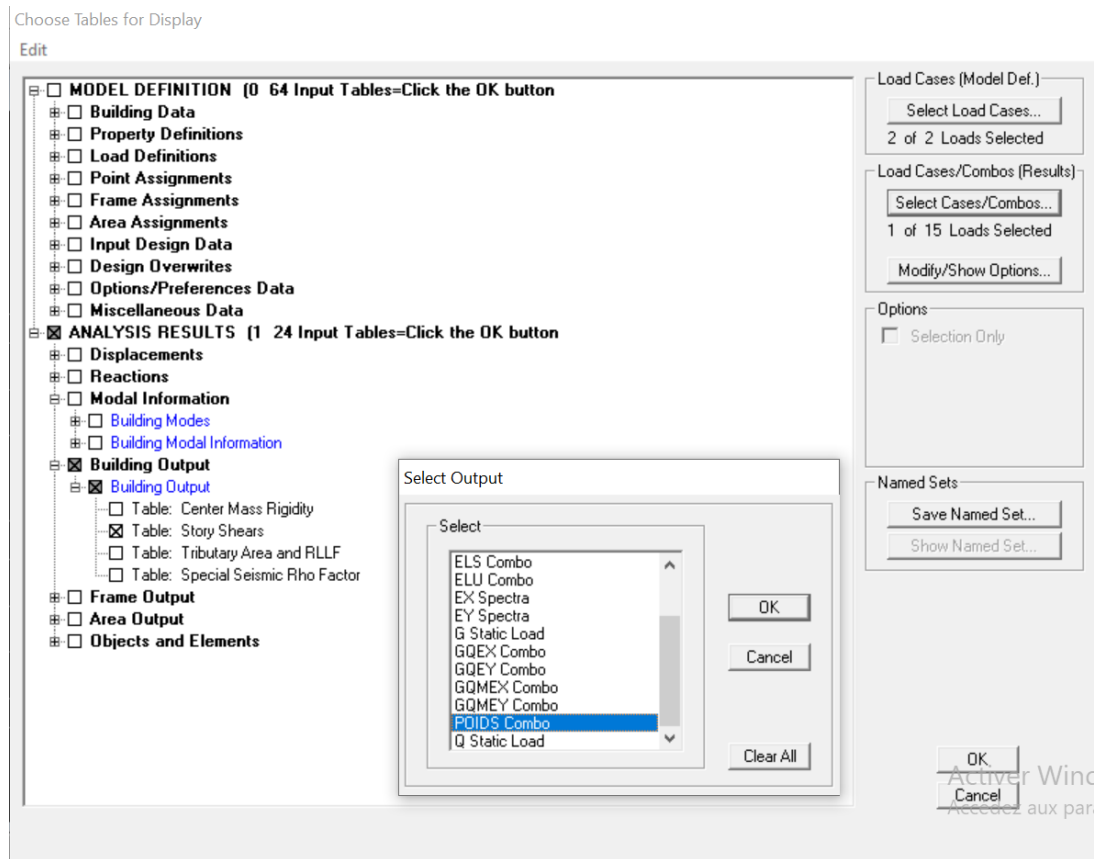


Figure V.5 : Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représentés par le tableau suivant.

Tableau V.5 : Valeur du poids total de la structure

Story	Load	Loc	P
ETAGE7	POIDS	Top	2287.15
ETAGE7	POIDS	Bottom	2358.98
ETAGE6	POIDS	Top	4465.79
ETAGE6	POIDS	Bottom	4537.62
ETAGE5	POIDS	Top	6644.43
ETAGE5	POIDS	Bottom	6721.62
ETAGE4	POIDS	Top	8828.42
ETAGE4	POIDS	Bottom	8905.61
ETAGE3	POIDS	Top	11012.41
ETAGE3	POIDS	Bottom	11089.6
ETAGE2	POIDS	Top	13228.62
ETAGE2	POIDS	Bottom	13318.05
ETAGE1	POIDS	Top	15424.85
ETAGE1	POIDS	Bottom	15514.28
RDC	POIDS	Top	17621.09
RDC	POIDS	Bottom	17710.52

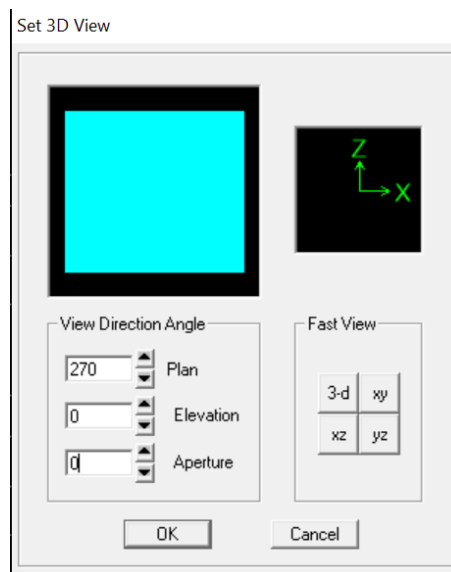
On choisit la valeur indiquée pour RDC\_ Bottom, Donc : **W = 17710.52 KN.**

**V.3. Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement (R) :**

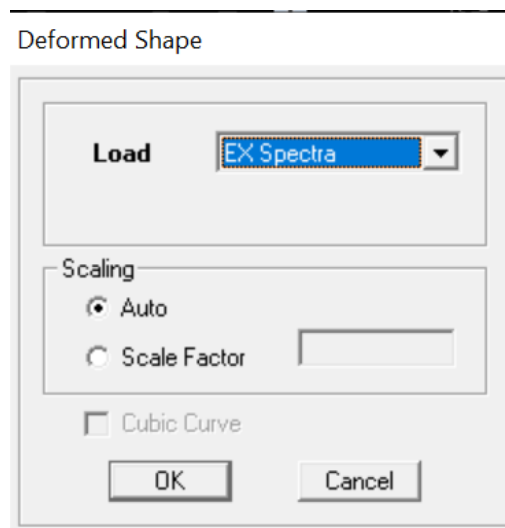
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

**View** → **set 3D view** → une fenêtre apparait on sélectionne **XZ** et on met 0 pour Aperture  
→ **OK**

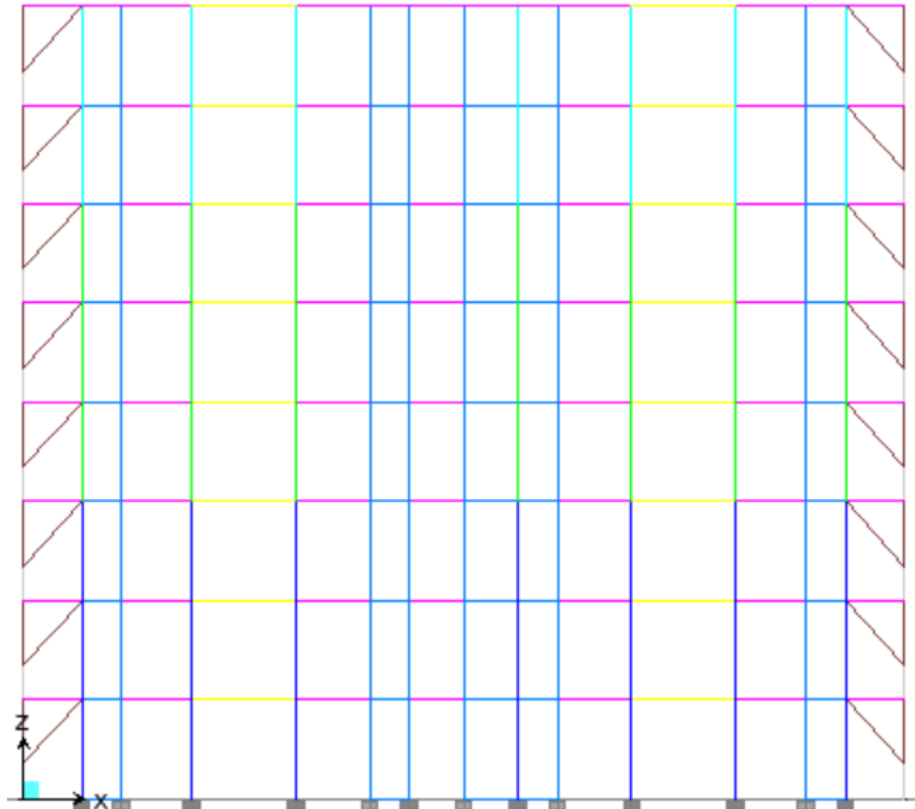


Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison **Ex**.



Ensuite : **draw** → **draw section cut** → **OK**

→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.



Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

- Les charges horizontales

Selon le sens X-X :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	28.3424	0
End Point	-2.3392	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13.0016	1.3328	0.	180.5079

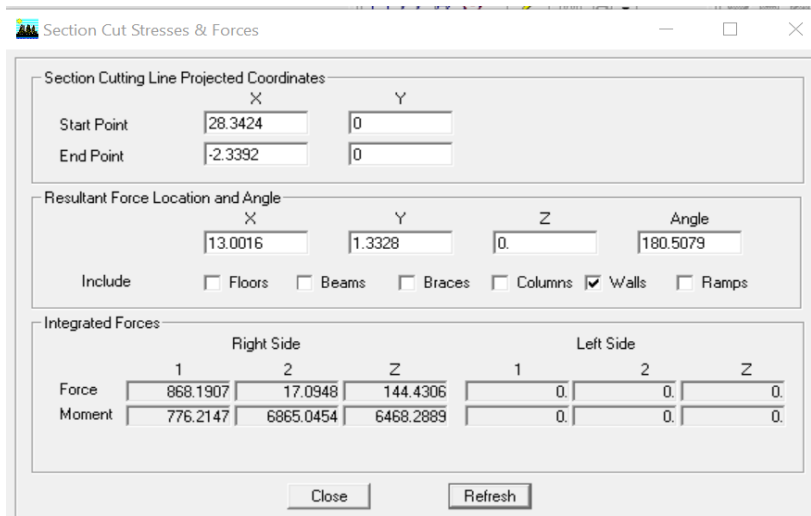
Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1111.6931	18.0548	4.288E-11	0.	0.	0.
Moment	214.3259	18880.7217	8334.6584	0.	0.	0.

Close Refresh

Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d'obtenir les efforts les efforts horizontaux reprennez par les voiles uniquement



- $\%N_{Voiles} = \frac{F_{Voiles}}{F_{tot}} \times 100$  (V.7)

- $\%N_{portique} = 100 - \%N_{Voiles}$  (V.8)

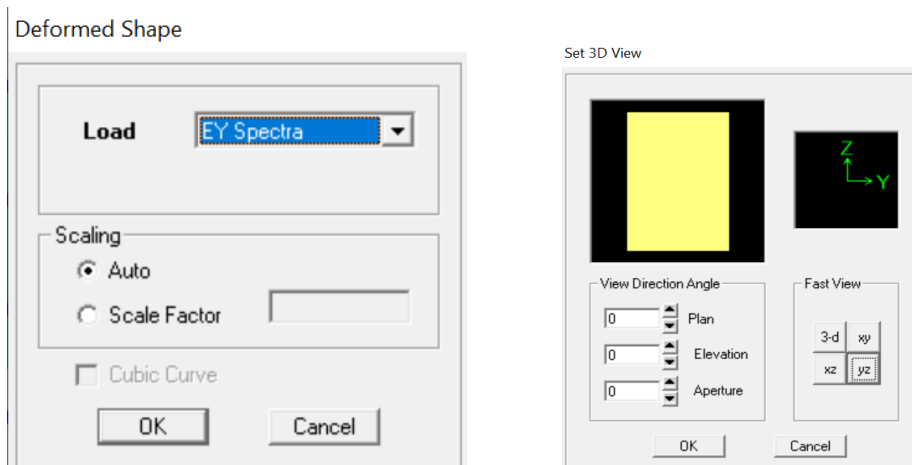
$$\left\{ \begin{array}{l} 1111.6931 \rightarrow 100\% \\ 868.1907 \rightarrow X \end{array} \right.$$

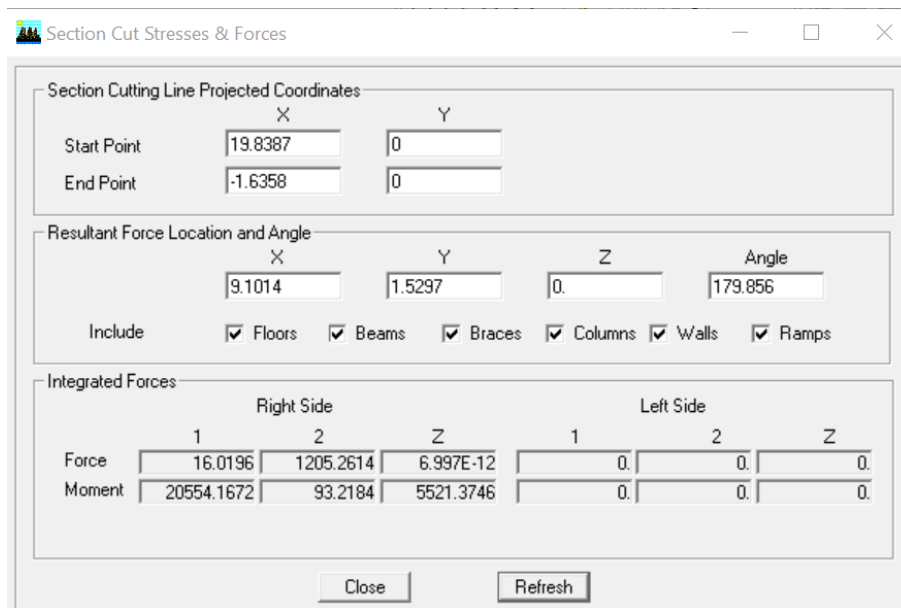
X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{868.1907 \times 100}{1111.6931} = 78.09\%$$

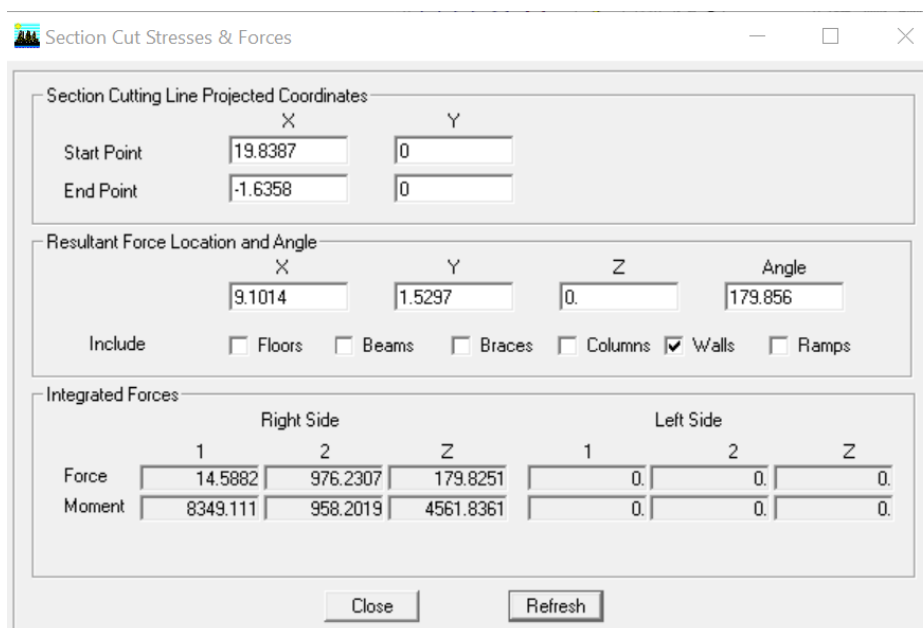
Donc :            Effort repris par les voiles=**78.09%**  
                       Effort repris par les portiques=**21.91%**

- Selon le sens Y-Y : De l'Etabs on obtient les tableaux suivant :





Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d'obtenir les efforts les efforts horizontaux reprenez par les voiles uniquement.



$$\left\{ \begin{array}{l} 1205.2614 \rightarrow 100\% \\ 976.2307 \rightarrow X \end{array} \right.$$

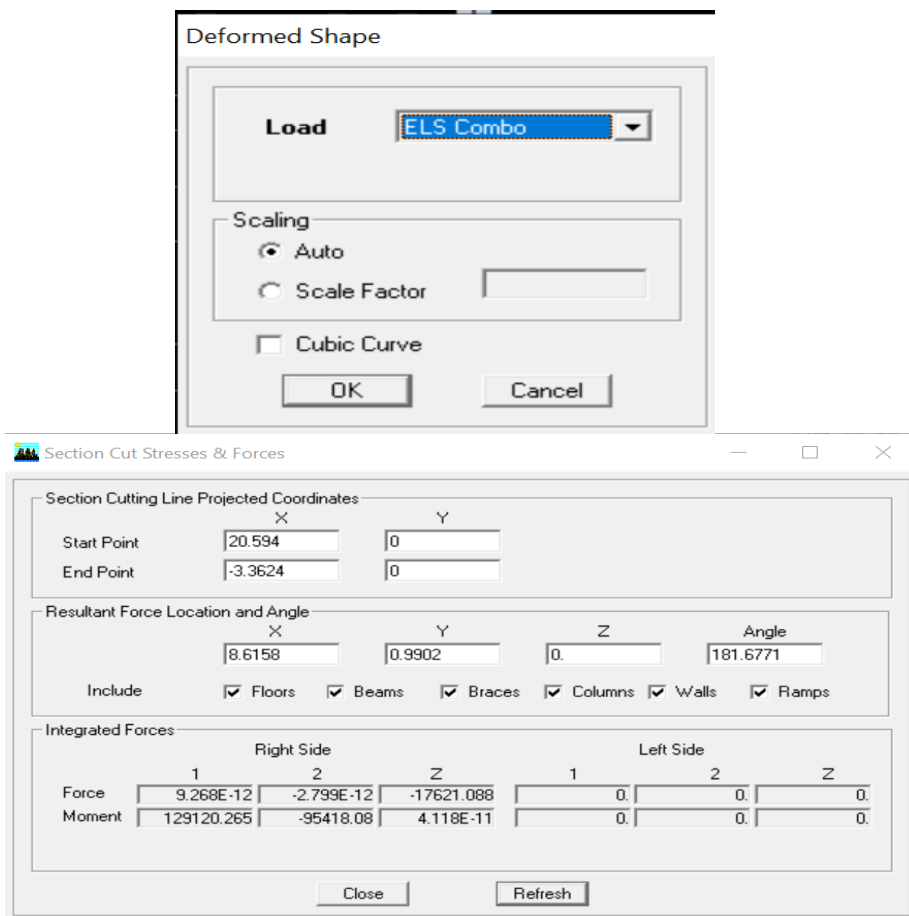
X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{976.2307 \times 100}{1205.2614} = 80.99\%$$

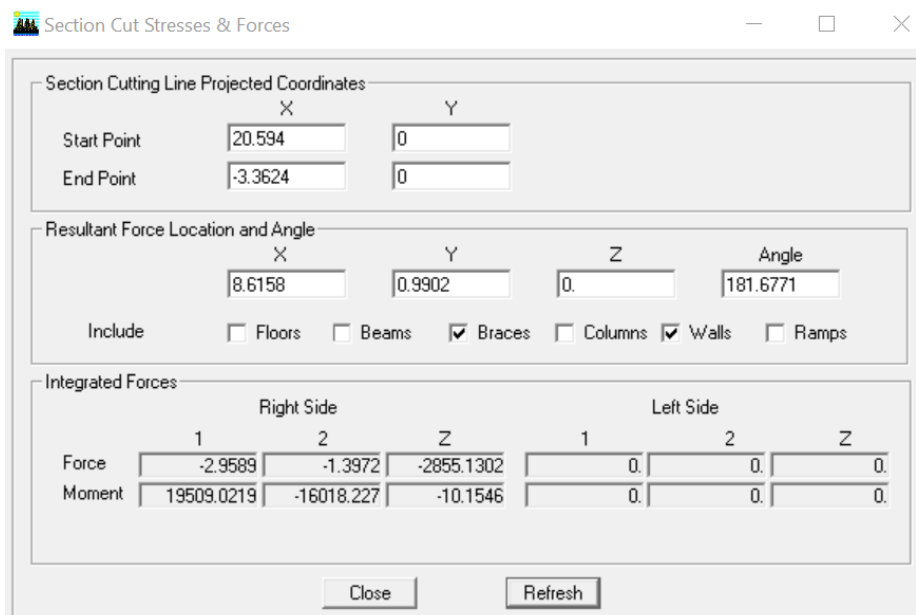
Donc : Effort repris par les voiles=80.99%

Effort repris par les portiques=19.01%

- fn



Ensuite on doit cocher juste **Wall** afin d'obtenir les efforts les efforts horizontaux reprenez par les voiles uniquement



$$\left\{ \begin{array}{l} 17621.088 \rightarrow 100\% \\ 2855.1302 \rightarrow X \end{array} \right.$$

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{2855.1302 \times 100}{17621.088} = \mathbf{16.20\%}$$

Donc : Effort repris par les voiles = **16.20%**

Effort repris par les portiques = **83.8%**

Selon les résultats trouvés et le **tableau 4.3 du RPA 99 version 2003** :

**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

Selon les résultats trouvés, les voiles reprennent au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales ( $16.20\% \leq 20\%$ ).

D’après l’article **3.4 du RPA 99 version 2003**, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ; dont le coefficient de comportement : **R= 5**.

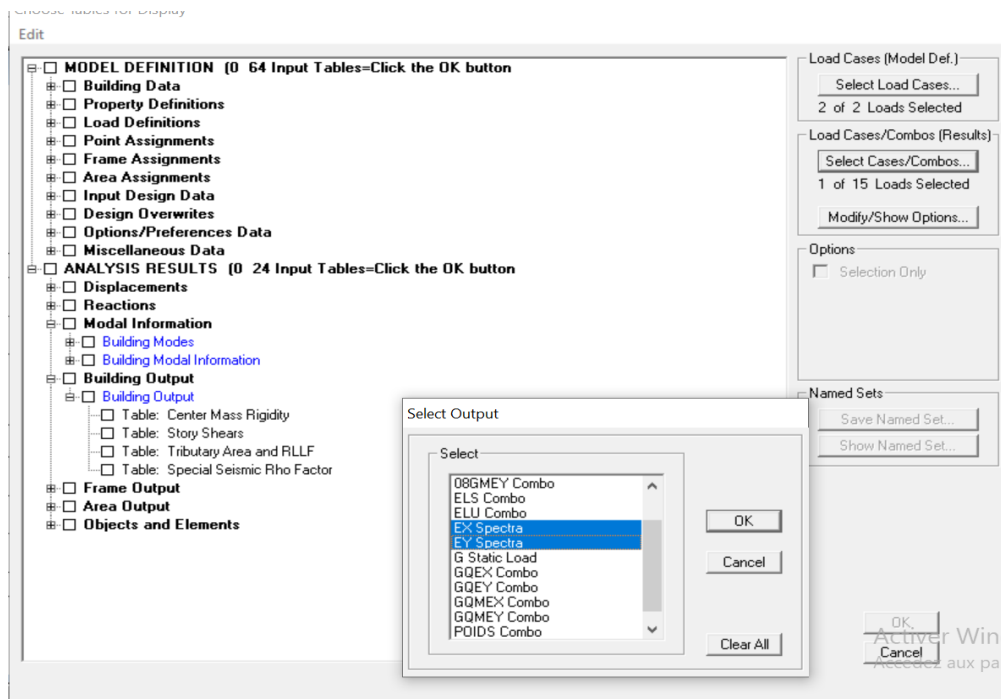
Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

MSE (RPA 99 V/ 2003)	Sens X-X'		Sens Y-Y'	
Coefficient	A	0.15	A	0.15
	D	1.34	D	1.34
	Q	1.05	Q	1.05
	W	<b>17710.52</b>	W	<b>17710.52</b>
	R	5	R	5
Forces sismiques V (KN)	747.56		747.56	

➤ Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS

En procédant par les étapes suivantes :

*Display* → **Show tables** → on selection **Building Modal Information** →  
**Table: response spectrum base reactions** → on choisit **EX spectra** et **EY spectra**



**Figure V.6 :** Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur **ok**, on aura le tableau suivant :

Tableau V.6 : Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE7	EX	Top	0.00	323.33	9.79	2862.653	0.000	0.000
ETAGE7	EX	Bottom	0.00	323.33	9.79	2862.653	29.965	989.378
ETAGE7	EY	Top	0.00	9.08	350.51	4811.719	0.000	0.000
ETAGE7	EY	Bottom	0.00	9.08	350.51	4811.719	1072.564	27.775
ETAGE6	EX	Top	0.00	516.42	8.60	4570.018	29.965	989.378
ETAGE6	EX	Bottom	0.00	516.42	8.60	4570.018	53.422	2533.720
ETAGE6	EY	Top	0.00	6.97	564.08	7726.234	1072.564	27.775
ETAGE6	EY	Bottom	0.00	6.97	564.08	7726.234	2766.117	46.097
ETAGE5	EX	Top	0.00	681.66	9.11	6035.724	53.422	2533.720
ETAGE5	EX	Bottom	0.00	681.66	9.11	6035.724	64.650	4529.721
ETAGE5	EY	Top	0.00	7.74	742.76	10163.839	2766.117	46.097
ETAGE5	EY	Bottom	0.00	7.74	742.76	10163.839	4948.718	50.497
ETAGE4	EX	Top	0.00	816.77	9.80	7229.466	64.650	4529.721
ETAGE4	EX	Bottom	0.00	816.77	9.80	7229.466	72.829	6916.203
ETAGE4	EY	Top	0.00	8.74	890.36	12175.697	4948.718	50.497
ETAGE4	EY	Bottom	0.00	8.74	890.36	12175.697	7554.077	52.128
ETAGE3	EX	Top	0.00	927.78	9.62	8205.003	72.829	6916.203
ETAGE3	EX	Bottom	0.00	927.78	9.62	8205.003	79.767	9615.286
ETAGE3	EY	Top	0.00	9.06	1008.25	13781.202	7554.077	52.128
ETAGE3	EY	Bottom	0.00	9.06	1008.25	13781.202	10496.370	54.523
ETAGE2	EX	Top	0.00	1011.90	8.90	8944.802	79.767	9615.286
ETAGE2	EX	Bottom	0.00	1011.90	8.90	8944.802	84.996	12554.811
ETAGE2	EY	Top	0.00	9.00	1096.67	14984.275	10496.370	54.523
ETAGE2	EY	Bottom	0.00	9.00	1096.67	14984.275	13692.053	58.366
ETAGE1	EX	Top	0.00	1076.68	11.59	9504.956	84.996	12554.811
ETAGE1	EX	Bottom	0.00	1076.68	11.59	9504.956	90.742	15662.254
ETAGE1	EY	Top	0.00	12.08	1165.12	15922.034	13692.053	58.366
ETAGE1	EY	Bottom	0.00	12.08	1165.12	15922.034	17063.381	67.842
RDC	EX	Top	0.00	1111.73	15.75	9804.885	90.742	15662.254
RDC	EX	Bottom	0.00	1111.73	15.75	9804.885	111.946	18881.606
RDC	EY	Top	0.00	15.75	1205.27	16479.271	17063.381	67.842
RDC	EY	Bottom	0.00	15.75	1205.27	16479.271	20554.150	97.016

D'après le tableau V.6 ; la valeur maximale dans chaque sens : **V<sub>x</sub> =1111.73 KN**

**V<sub>y</sub> = 1205.27 KN**

➤ **Comparaison des résultats des forces sismiques :**

	V <sub>MSE</sub> (KN)	0.8V <sub>MSE</sub> (KN)	V <sub>ETABS</sub> (KN)	V <sub>ETABS</sub> > 0.8V <sub>MSE</sub>
Sens (x-x)	747.56	<b>598.048</b>	<b>1111.73</b>	<b>Condition vérifiée</b>
Sens (y-y)	747.56	<b>598.048</b>	<b>1205.27</b>	<b>Condition vérifiée</b>

**V.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux**

Selon l'article 7.4.3.1 RPA99.Version 2003 l'effort normal de compression de calcul, également désigné comme effort normal réduit, est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B.f_{c28}} \leq 0,3. \tag{V.9}$$

Avec :  $N_d$  : Effort normal sismique ;

$B$  : Section transversale du poteau considéré ;

$f_{cj}$  : est la résistance caractéristique du béton ;

D'abord en doit sélectionner les poteaux à la base, puis on clique sur :

- **Display** → **Show table** → **Select cases/ Combos** (on sélectionne les combinaisons d'action sismique « G + Q + E » et « 0.8G ± E ») → **Frame output** → **Frame forces** → **Column forces** → **OK**.

On prend la grande valeur de P

- Pour les poteaux (40×45) :  $N_d = 866.7 \text{ KN}$

$$v = \frac{866.7 \times 10^3}{400 \times 450 \times 25} = 0.19 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux (35×40) :  $N_d = 535.9 \text{ KN}$

$$v = \frac{535.9 \times 10^3}{350 \times 400 \times 25} = 0.15 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux (35×35) :  $N_d = 213.31 \text{ KN}$

$$v = \frac{213.31 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.07 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### V.5. Justification vis-à-vis des déplacements

Selon l'article 5.10 RPA99 version 2003 les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k «  $\delta_k$  » de la structure est calculé comme suit :

(Formule 4-1.9RPA 99 version 2003)

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{V. 10})$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

(Formule 4-20 de RPA 99).

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{V. 11})$$

$\delta_{kx}$  : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

$\delta_{ky}$  : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

#### a) Dans le sens longitudinal

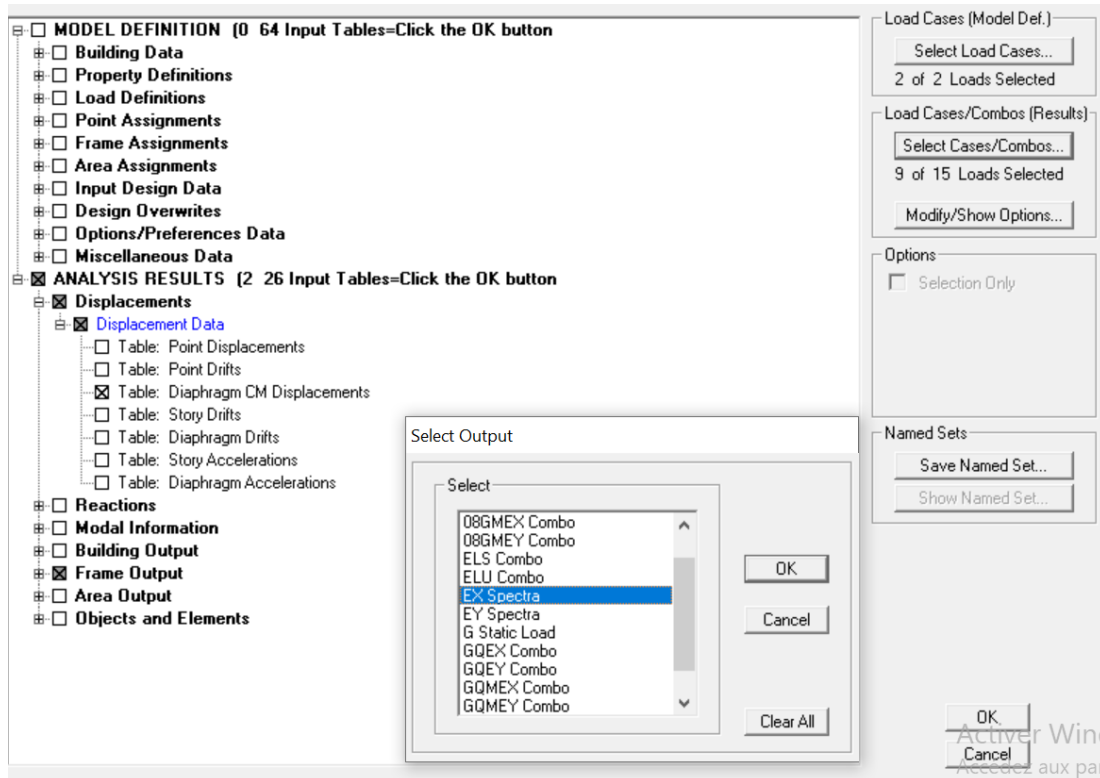
Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display** → **Show Tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

*ANALYSIS RESULTS* → *Displacement Data* → *table : Diaphragm CM displacement*

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

*Select Cases/Combos* → 2 fois sur **OK**



**Tableau V.7 :** Efforts tranchants à la base donnés par ETABS.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETAGE7	D8	EX	0.0127	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00008
ETAGE6	D7	EX	0.0112	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
ETAGE5	D6	EX	0.0096	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00006
ETAGE4	D5	EX	0.0078	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
ETAGE3	D4	EX	0.0059	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
ETAGE2	D3	EX	0.0039	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
ETAGE1	D2	EX	0.0021	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
RDC	D1	EX	0.0006	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
BASE	D3	EX	0.0000	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

**b) Dans le sens transversal :**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison  $E_x$  par  $E_y$  en cliquant sur : *Select cases/combo*s → 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements								
Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETAGE7	D8	EY	0.0001	0.0107	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
ETAGE6	D7	EY	0.0000	0.0094	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
ETAGE5	D6	EY	0.0000	0.0079	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
ETAGE4	D5	EY	0.0000	0.0063	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
ETAGE3	D4	EY	0.0000	0.0047	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
ETAGE2	D3	EY	0.0000	0.0031	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
ETAGE1	D2	EY	0.0000	0.0016	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
RDC	D1	EY	0.0000	0.0005	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
BASE	D3	EY	0.0000	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison  $E_x$  :

Story	$\delta_k$	R	$\delta_k$	$\Delta k_x$	1% Hn	Conclusion
ETAGE 7	0.0127	5	0.0635	0.0075	0.0306	CV
ETAGE 6	0.0112	5	0.056	0.008	0.0306	CV
ETAGE 5	0.0096	5	0.048	0.009	0.0306	CV
ETAGE 4	0.0078	5	0.039	0.0095	0.0306	CV
ETAGE 3	0.0059	5	0.0295	0.01	0.0306	CV
ETAGE 2	0.0039	5	0.0195	0.009	0.0306	CV
ETAGE 1	0.0021	5	0.0105	0.0075	0.0306	CV
RDC	0.0006	5	0.003	0.0021	0.0306	CV

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison  $E_y$  :

Story	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k$	$\Delta ky$	1% Hn	Conclusion
ETAGE 7	0.0107	5	0.0535	0.0065	0.0306	CV
ETAGE 6	0.0094	5	0.047	0.0075	0.0306	CV
ETAGE 5	0.0079	5	0.0395	0.008	0.0306	CV
ETAGE 4	0.0063	5	0.0315	0.008	0.0306	CV
ETAGE 3	0.0047	5	0.0235	0.008	0.0306	CV
ETAGE 2	0.0031	5	0.0155	0.0075	0.0306	CV
ETAGE 1	0.0016	5	0.008	0.0055	0.0306	CV
RDC	0.0005	5	0.0025	0.0025	0.0306	CV
BASE	0.0000	5	0.0000	0.0000	0.0306	CV

c) **Déplacement maximal**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

**Art B.6.5.3.BAEL91**

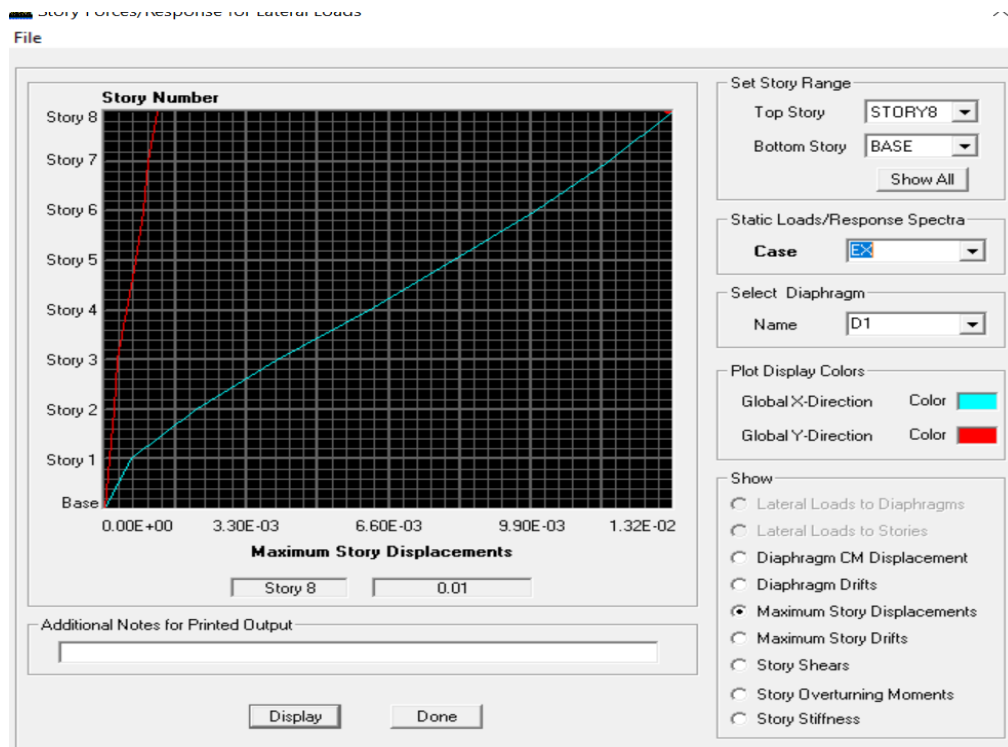
$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500} \quad (V.12)$$

Avec: **f**: la fleche admissible.

**h<sub>t</sub>** : la hauteur totale du bâtiment

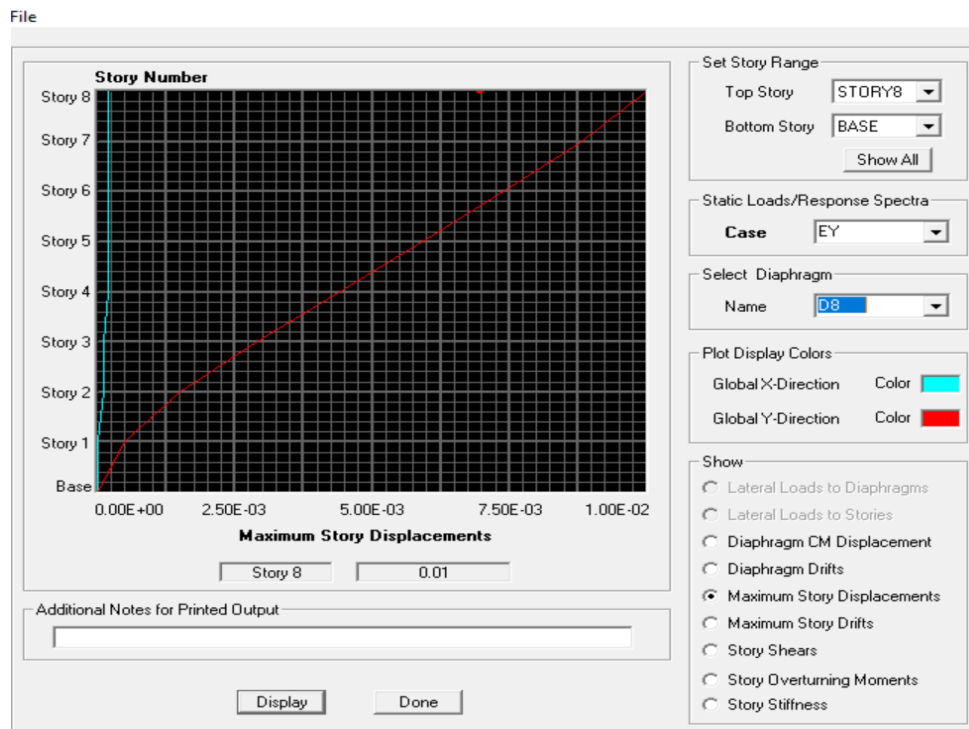
*Display* → *Show story response plots*

**Suivant Ex**



$$\delta_{Max} = 0.01\text{m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{24.48}{500} = 0.04896\text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Suivant Ey**



$$\delta_{\text{Max}} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{24,48}{500} = 0.04896 \text{ m} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### V.6. 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 » ( $\Delta$ ). (**Art 5.9 RPA 99.version 2003**)

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1 \quad (\text{V.13})$$

Avec : ces valeurs sont données par logiciel ETABS

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k »

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si  $\theta_k < 0.10$  : → les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : → il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à  $1 / (1 - \theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0.20$  : → la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants  $V_x$  et  $V_y$  et le poids  $P$  par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes

#### Pour $V_x$

**Display** → **show tables** → **ANALYSIS RESULTS** → **Building Output**

→ **Table : Story Shears** → on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur : 2 fois **OK**

Story Shears								
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE7	EX	Top	0.00	323.33	9.79	2862.653	0.000	0.000
ETAGE7	EX	Bottom	0.00	323.33	9.79	2862.653	29.965	989.378
ETAGE6	EX	Top	0.00	516.42	8.60	4570.018	29.965	989.378
ETAGE6	EX	Bottom	0.00	516.42	8.60	4570.018	53.422	2533.720
ETAGE5	EX	Top	0.00	681.66	9.11	6035.724	53.422	2533.720
ETAGE5	EX	Bottom	0.00	681.66	9.11	6035.724	64.650	4529.721
ETAGE4	EX	Top	0.00	816.77	9.80	7229.466	64.650	4529.721
ETAGE4	EX	Bottom	0.00	816.77	9.80	7229.466	72.829	6916.203
ETAGE3	EX	Top	0.00	927.78	9.62	8205.003	72.829	6916.203
ETAGE3	EX	Bottom	0.00	927.78	9.62	8205.003	79.767	9615.286
ETAGE2	EX	Top	0.00	1011.90	8.90	8944.802	79.767	9615.286
ETAGE2	EX	Bottom	0.00	1011.90	8.90	8944.802	84.996	12554.811
ETAGE1	EX	Top	0.00	1076.68	11.59	9504.956	84.996	12554.811
ETAGE1	EX	Bottom	0.00	1076.68	11.59	9504.956	90.742	15662.254
RDC	EX	Top	0.00	1111.73	15.75	9804.885	90.742	15662.254
RDC	EX	Bottom	0.00	1111.73	15.75	9804.885	111.946	18881.606

**Pour Vy**

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Story Shears								
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE7	EY	Top	0.00	9.08	350.51	4811.719	0.000	0.000
ETAGE7	EY	Bottom	0.00	9.08	350.51	4811.719	1072.564	27.775
ETAGE6	EY	Top	0.00	6.97	564.08	7726.234	1072.564	27.775
ETAGE6	EY	Bottom	0.00	6.97	564.08	7726.234	2766.117	46.097
ETAGE5	EY	Top	0.00	7.74	742.76	10163.839	2766.117	46.097
ETAGE5	EY	Bottom	0.00	7.74	742.76	10163.839	4948.718	50.497
ETAGE4	EY	Top	0.00	8.74	890.36	12175.697	4948.718	50.497
ETAGE4	EY	Bottom	0.00	8.74	890.36	12175.697	7554.077	52.128
ETAGE3	EY	Top	0.00	9.06	1008.25	13781.202	7554.077	52.128
ETAGE3	EY	Bottom	0.00	9.06	1008.25	13781.202	10496.370	54.523
ETAGE2	EY	Top	0.00	9.00	1096.67	14984.275	10496.370	54.523
ETAGE2	EY	Bottom	0.00	9.00	1096.67	14984.275	13692.053	58.366
ETAGE1	EY	Top	0.00	12.08	1165.12	15922.034	13692.053	58.366
ETAGE1	EY	Bottom	0.00	12.08	1165.12	15922.034	17063.381	67.842
RDC	EY	Top	0.00	15.75	1205.27	16479.271	17063.381	67.842
RDC	EY	Bottom	0.00	15.75	1205.27	16479.271	20554.150	97.016

**Pour P**

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

Story Shears								
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE7	POIDS	Top	2287.15	0.00	0.00	0.000	19394.185	-31568.574
ETAGE7	POIDS	Bottom	2358.98	0.00	0.00	0.000	19977.304	-32554.743
ETAGE6	POIDS	Top	4465.79	0.00	0.00	0.000	37856.586	-61670.617
ETAGE6	POIDS	Bottom	4537.62	0.00	0.00	0.000	38439.705	-62656.786
ETAGE5	POIDS	Top	6644.43	0.00	0.00	0.000	56318.987	-91772.660
ETAGE5	POIDS	Bottom	6721.62	0.00	0.00	0.000	56947.088	-92831.657
ETAGE4	POIDS	Top	8828.42	0.00	0.00	0.000	74826.370	-121947.531
ETAGE4	POIDS	Bottom	8905.61	0.00	0.00	0.000	75454.472	-123006.521
ETAGE3	POIDS	Top	11012.41	0.00	0.00	0.000	93333.753	-152122.401
ETAGE3	POIDS	Bottom	11089.60	0.00	0.00	0.000	93961.855	-153181.391
ETAGE2	POIDS	Top	13228.62	0.00	0.00	0.000	112085.534	-182735.371
ETAGE2	POIDS	Bottom	13318.05	0.00	0.00	0.000	112816.451	-183960.831
ETAGE1	POIDS	Top	15424.85	0.00	0.00	0.000	130695.733	-213076.711
ETAGE1	POIDS	Bottom	15514.28	0.00	0.00	0.000	131426.651	-214302.171
RDC	POIDS	Top	17621.09	0.00	0.00	0.000	149305.932	-243418.041
RDC	POIDS	Bottom	17710.52	0.00	0.00	0.000	150036.850	-244643.501

**-Selon le sens X :**

STORY	POIDS	VX	$\Delta K$	He	$PK \times \Delta K$	$VX \times He$	$\theta X$	$\theta X < 0.1$
ETAGE 7	2358.98	323.33	0.0075	3.06	17.692	989.389	0.01788	CV
ETAGE 6	4537.62	516.42	0.008	3.06	36.301	1580.245	0.0229	CV
ETAGE 5	6721.62	681.66	0.009	3.06	60.495	2085.879	0.0290	CV
ETAGE 4	8905.61	816.77	0.0095	3.06	84.603	2499.316	0.03385	CV
ETAGE 3	11089.60	927.78	0.01	3.06	110.896	2839.007	0.0391	CV
ETAGE 2	13318.05	1011.90	0.009	3.06	119.862	3096.414	0.0387	CV
ETAGE 1	15514.28	1076.68	0.0075	3.06	116.357	3294.641	0.0353	CV
RDC	17710.52	1111.73	0.0021	3.06	37.192	3401.894	0.0109	CV

-Selon le sens Y :

STORY	POIDS	V <sub>y</sub>	ΔK	He	PK × ΔK	V <sub>y</sub> × He	θ <sub>X</sub>	θ <sub>X</sub> < 0.1
ETAGE 7	2358.98	364.71	0.0035	3.06	8.275	1116.013	0.0074	CV
ETAGE 6	4537.62	589.41	0.0056	3.06	25.471	1803.595	0.0141	CV
ETAGE 5	6721.62	778.46	0.00525	3.06	35.373	2382.088	0.01485	CV
ETAGE 4	8905.61	934.42	0.00525	3.06	46.867	2859.325	0.0164	CV
ETAGE 3	11089.60	1057.49	0.00525	3.06	58.361	3235.919	0.0180	CV
ETAGE 2	13318.05	1148.45	0.00455	3.06	60.743	3514.257	0.01728	CV
ETAGE 1	15514.28	1218.03	0.0035	3.06	54.431	3727.172	0.0146	CV
RDC	17710.52	1257.78	0.00175	3.06	31.068	3848.807	0.0081	CV

**Conclusion**

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\Theta \leq 0,1$ .

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

## Introduction

Ce chapitre constitue l'objectif principal de notre étude. Il vise à déterminer les sections d'armatures nécessaires pour chaque élément de la structure, en se basant sur les sollicitations identifiées au chapitre précédent. Le ferrailage des éléments résistants sera effectué conformément aux prescriptions du règlement BAEL91 révisé 99, ainsi qu'aux dispositions parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99 – version 2003).

**Les poteaux et les voiles** seront calculés en **flexion composée**, tandis que **les poutres en flexion simple**.

### VI.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers les fondations. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M, qui sont extrait à partir de logiciel ETABS (V9.6).

Les calculs des sections d'armatures seront effectués en tenant compte de **trois cas de sollicitations combinées**, afin de garantir la sécurité et la robustesse des éléments structuraux face aux conditions les plus défavorables :

1. **L'effort normal maximal** accompagné du **moment fléchissant correspondant** ;
2. **L'effort normal minimal** accompagné du **moment fléchissant correspondant** ;
3. **Le moment fléchissant maximal**, associé à **l'effort normal correspondant**.

#### Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques) :
  - $G+Q+E$
  - $0.8G\pm E$
- Selon le BAEL 91 modifiée 99 :
  - l'ELU.  $1.35G+1.5Q$

**VI.1.1. Recommandations du RPA :**

- **Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.1)**
  - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
  - Le diamètre minimal est de **12 mm**
  - La longueur minimale de recouvrement est de  **$40\Phi_L$**  (zone IIa).
  - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm en zone IIa.**
  - Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- **Pourcentage total minimum** (Art.7.4.2.1 RPA99 version 2003) : Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.8%** de la section du béton (**0.8% bh**).
- **Pourcentage total maximum :**
  - 4% en zone courante
  - 6 % en zone de recouvrement

**Tableau VI.1 :** Section minimale et maximale des armatures.

	$A_{\min} = 0.8\% b h \text{ (cm}^2\text{)}$	$4\% b h \text{ (cm}^2\text{)}$	$6\% b h \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>Poteaux (40x45)</b>	14.4	72	108
<b>Poteaux (35x40)</b>	11.2	56	84
<b>Poteaux (35x35)</b>	9.8	49	73.5

**VI.1.2. Calcul des armatures à l'ELU :**➤ **Exposé de la méthode de calcul**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

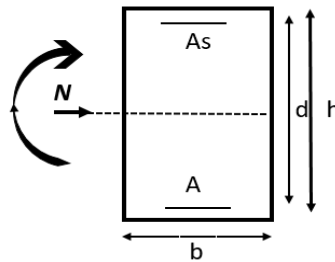
Calcul du centre de pression :  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

**a- Section partiellement comprimée (SPC)**

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

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



Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

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

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}] b h^2 f_{bc}$$

Avec :  $N_u$  : effort de compression.

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

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

➤ **1er cas :**

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$  → la section est simplement armée. ( $A' = 0$ )

- Armatures fictives :  $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

- Armatures réelles :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$  Avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392$  → la section est doublement armée. ( $A' \neq 0$ )

On Calculus:  $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\left\{ \begin{aligned} A_1 &= \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' &= \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{aligned} \right.$$

La section réelle d'armature :

$$\left\{ \begin{aligned} A_s' &= A' \\ A_s &= A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{aligned} \right.$$

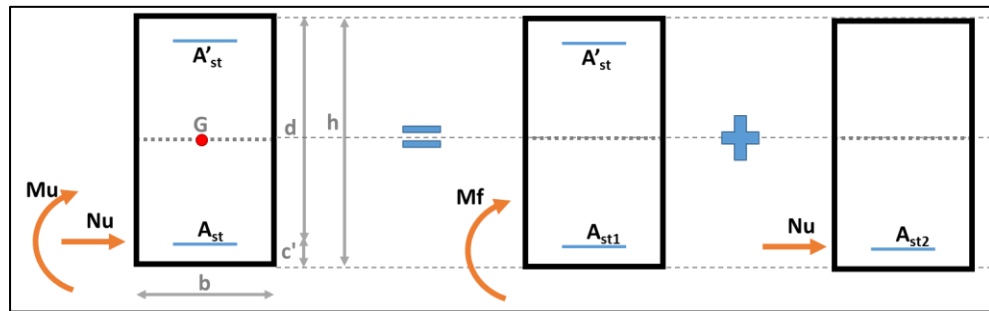
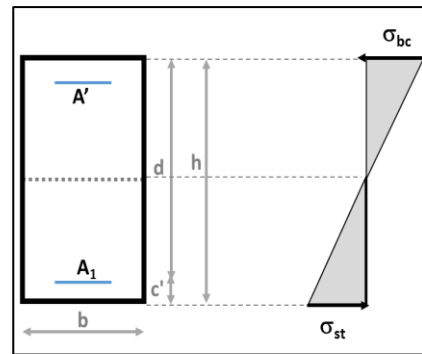


Figure VI.1 : Section partiellement comprimée (SPC).

**b- Section entièrement comprimée (SEC)**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures ;

Deux cas peuvent se présenter :

➤ **1er cas :**

Si  $N_u (d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$  → la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_{1'} > 0$$

La section d'armature :

$$A'_{1'} = \frac{M_f (d - 0.5h) bh f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{1'}$$

➤ **2eme cas :**

Si  $N_u (d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$  → la section est Simplement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_{1'} = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

**c- Section entièrement tendue**

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

$$A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10} (d - c)}$$

$$A_{ss} = \left( \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si} \right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

**Remarque :**

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

**Avec :** **B :** Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$ : Contrainte de l'acier.

➤ **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Par la suite, le ferrailage des poteaux sera fait à l'aide de l'application de calcul des sections d'armatures **SOCOTEC**. Suivant les cas de chargement les plus défavorables :

( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ), ( $N^{\min}$  ;  $M^{\text{corr}}$ ), ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

**Tableau VI.2 :** Les sollicitations de calcul des poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Sollicitation	Poteaux	Comb	Effort normal (KN) $N_u$	Moment $M_u$ (KN.m)
<b>RDC – E1- E2</b>	<b>(40 × 45)</b>	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	C17	ELU	1110.55	-13.658
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	C12	08GEY	-300.29	1.917
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	C25	GQEY	187.57	53.548
<b>E3 – E4-E5</b>	<b>(35 × 40)</b>	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	C17	ELU	686.62	-29.76
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	C12	08GEY	-29.7	1.735
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	C25	GQEY	111.3	50.871
<b>E6 – E7</b>	<b>(35 × 35)</b>	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	C17	ELU	278.64	-27.704
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	C12	08GEX	-26.51	1.432
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	C25	GQEY	47.96	49.722

➤ **Calcul avec SOCOTEC :**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts

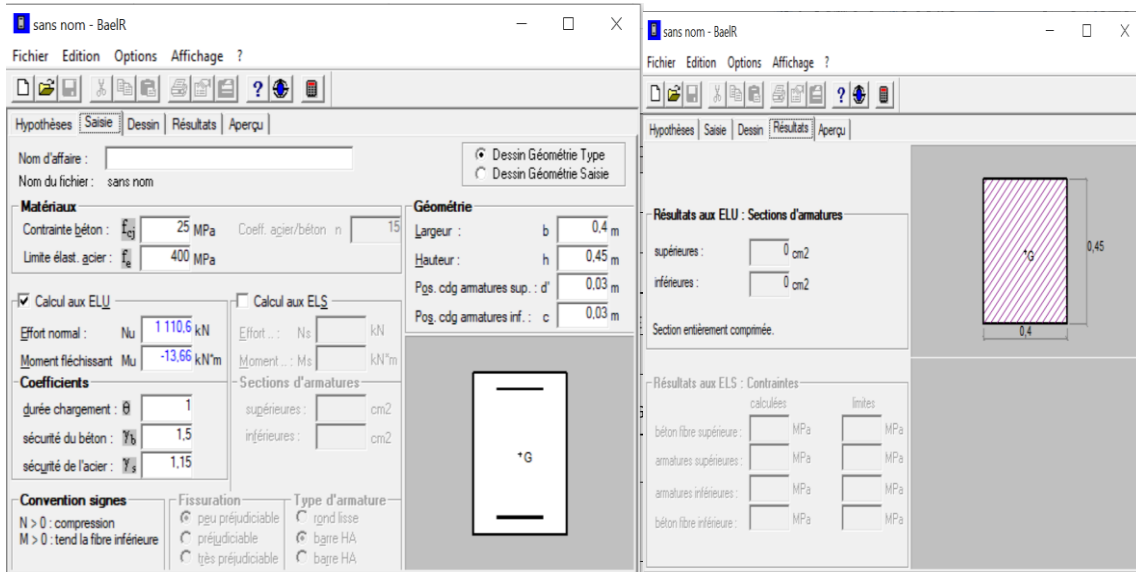


Figure VI.2 : Exemple du ferrailage à l'aide de l'application SOCOTEC.

➤ **Calcul du ferrailage des poteaux**

Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux

Poteau	N°	N (KN)	M (KN.m)	OBS	As' (cm²)	As (cm²)	Amin (cm²)	Ferrailage	A adopté (cm²)
40x45	C17	1110.55	-13.658	SEC	0	0	14.4	8HA16	16.08
	C18	-300.29	1.917	SET	4,18	4,46			
	C25	187.57	53.548	SPC	0	1.09			
35x40	C17	686.62	-29.76	SEC	0	0	11.2	8HA14	12.32
	C16	-29.7	1.735	SET	0,28	0,57			
	C25	111.3	50.871	SPC	0	2,54			
35x35	C17	278.64	-27.704	SEC	0	0	9.8	4HA14	10.68
	C36	-26.51	1.432	SET	0,24	0,52			
	C25	47.96	49.722	SPC	0	4,04			

**VI.1.3. Vérifications à l'ELU**➤ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

➤ **Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99)**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.34 \text{ mm} \quad ; \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

$\phi_t$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi 8$

Soit ( $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ ).

➤ **Espacement des armatures transversales : Selon Art A.8.13. BAEL91 modifiées 99**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\} \longrightarrow \{18, 40, 45\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Selon Art 7.4.2.2.RPA 99 version 2003**• **En zone courante :**

$$t' \leq 15\phi \dots \dots \dots \text{ (zone IIa)}$$

$$t' \leq 15 \times 1.2 = 18$$

$$S_t \leq 18 \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

- **En zone nodale :**

$t \leq \text{Min} (10\emptyset, 15\text{cm}) \dots \dots \dots \text{(zone IIa)}$

$t = \text{min} (10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = \text{min} (12, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$

$\text{St} \leq 12 \text{ cm} \quad \text{Soit : St} = 10 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :(7.4.2.2)**

Si  $\lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\text{min}} = 0.3\% S_t \cdot b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3 \dots \dots \dots A_t^{\text{min}} = 0.8\% S_t \cdot b_1$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots$  interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau ;  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement du poteau ;  $l_f = 0.707 l_0$

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

**a. Poteaux (40 x 45)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.45} = 4.257 \quad \text{Donc } 3 < \lambda_g \leq 5$$

Donc

- **Zone courante :**

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.008 \times 15 \times 45 = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$(2.025 + 5.4) / 2 = 3.71 \text{ cm}^2 \geq 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- **Zone nodale :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$(1.35 + 3.6) / 2 = 2.47 \text{ cm}^2 \geq 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on augmente le diamètre  $\emptyset$  ( $\emptyset = 10$ ) et démineur st = 10

- **Zone courante :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$(1.35 + 3.6) / 2 = 2.475 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- **Zone nodale :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$(1.35 + 3.6) / 2 = 2.475 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

**b. Poteaux (35 x40) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.40} = 4.87 \quad \text{Donc } 3 < \lambda_g \leq 5$$

Donc

- **Zone courante :**  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$

$$A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$(3.2 + 1.2) / 2 = 2.2 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- **Zone nodale :**  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$

$$A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$(1.2 + 3.2) / 2 = 2.2 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

**c. Poteaux (35x35) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.76}{0.35} = 5.57 \geq 5$$

Donc

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

**Tableau VI.4 :** détermination de la zone nodale.

	<b>H</b>	<b>h'</b>
<b>Poteau (40x45)</b>	3.06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-30}{6} \right); 40; 45; 60) = 60\text{cm}$
<b>Poteau (35x40)</b>	3.06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-30}{6} \right); 35; 40; 60) = 60\text{cm}$
<b>Poteau (35x35)</b>	3.06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-30}{6} \right); 40; 40; 60) = 60\text{cm}$

**La longueur minimale des recouvrements : (Art 7.4.2.1 RPA2003)**

Pour la zone IIa :  $L_r = 40\Phi$

$$\emptyset 16 \quad L_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$$

$$\emptyset 14 \quad L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

$$\emptyset 12 \quad L_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ Mpa} \end{cases}$$

**Tableau VI.5 :** Vérification des contraintes tangentielles.

Poteau	H <sub>e</sub> (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>b</sub>	τ <sub>b</sub>	τ̄ <sub>bu</sub>	condition
40x45	3.06	40	42	35.88	4.26	0.04	0.019	1	CV
35x40	3.06	40	37	33.71	4.87	0.04	0.024	1	CV
35x35	3.06	35	32	34.99	5.57	0.075	0.028	1.875	CV

#### VI.1.4. Vérifications à l'ELS :

##### a) Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

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

Pour le calcul, deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

**b) Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcul l'air de la section homogène totale :  $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b h X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

**Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée

**c) Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$L_C$  : la distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : est à déterminer par l'équation suivante :  $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$L_C = \frac{h}{2} + C_s$$

$$\text{Avec : } P = -3L_C^2 - \frac{90A'_S}{b} (L_C - c') + \frac{90A_S}{b} (d - L_C)$$

$$q = -2L_C^3 - \frac{90A'_S}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90A_S}{b} (d - L_C)$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

- Si  $\Delta \geq 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si  $\Delta \leq 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$

$$y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\text{Avec : } \cos\varphi = \frac{3q}{2q} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + L_C < h$

$$I = \frac{b}{8} y_1^3 + 15 [A_S (d - y_1)^2 + A'_S (y_1 + c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 N_S}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

**Les contraintes obtenues sont :**

$\sigma_{bs}$  : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{ss}$  : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

$\sigma_{bi}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{si}$  : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS**

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{ss}$ (MPa)	$\sigma_{si}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
<b>RDC et E1 E2</b>	$N_{max} = 796.19$	$M_{cor} = -9.695$	3.43	52.7	67.9	4.6	15	348	CV
	$N_{min} = 88.65$	$M_{cor} = 1.917$	0,75	10.6	2,8	0,15	15	348	CV
	$N_{cor} = 692.44$	$M_{max} = -27.937$	1.81	30.5	74.4	5.18	15	348	CV
<b>E3 et E4 E5</b>	$N_{max} = 492.42$	$M_{cor} = -21.096$	1,34	24,2	71,7	5,06	15	348	CV
	$N_{min} = 39.11$	$M_{cor} = 4.108$	0,68	9,25	-2,07	0	15	348	CV
	$N_{cor} = 296.59$	$M_{max} = -24.927$	2,32	33,9	23,8	1,53	15	348	CV
<b>E6 et E7</b>	$N_{max} = 200.03$	$M_{cor} = -19.614$	0	-205,2	54	5,39	15	348	CV
	$N_{min} = 6.03$	$M_{cor} = -0.566$	0,1	1,35	-0,05	0	15	348	CV
	$N_{cor} = 103.93$	$M_{max} = 30.29$	6,05	69,2	-139,7	0	15	348	CV

**Conclusion :** Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

d) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2 ,1) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{MIN}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Avec :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c25} = 2.1 \text{ Mpa}$  ;  $d = h - c$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} [\text{MPa}]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.7 : Vérifications Condition de non fragilité.**

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	$e_s$ (m)	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	OBS
<b>Poteaux 40x45</b>	796.19	-9.695	-0.0312	4.86	<b>16.08</b>	CV
	88.65	1.917	-0.0063	4.88		CV
	692.44	-27.937	0.2854	4.98		CV
<b>Poteaux (35x40)</b>	492.42	-21.096	0.0577	3.78	<b>12.32</b>	CV
	39.11	4.108	-0.0584	3.78		CV
	296.59	-24.927	0.4571	3.91		CV
<b>Poteaux (35x35)</b>	200.03	-19.614	-0.1178	3.21	<b>10.68</b>	CV
	6.03	-0.566	-0.0540	3.27		CV
	103.93	30.29	1.0367	3.66		CV

## VI.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$  à l'ELU ; BAEL 91
- $G + Q$  à l'ELS ; BAEL 91
- $G + Q + E$  ; RPA99/ Version 2003
- $0,8G \pm E$  ; RPA99/Version 2003

### **VI.2.1 Recommandations du RPA99/version 2003**

#### **1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Poutres principales :  $(30 \times 35)$

Poutres secondaires :  $(30 \times 30)$

Donc :  $A_{\min} = 0,5\% \text{ b.h (cm}^2\text{)}$

$$\left[ \begin{array}{l} P_p \rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ [cm}^2\text{]} \\ P_s \rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ [cm}^2\text{]} \end{array} \right.$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- 6% en zone de recouvrement.

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{En zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

Avec :

$\phi$  Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

**3) Calcul des armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Si } t \geq 24h \\ \theta = 0,9 & \text{Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 & \text{Si } t \leq 1h \end{cases}$$

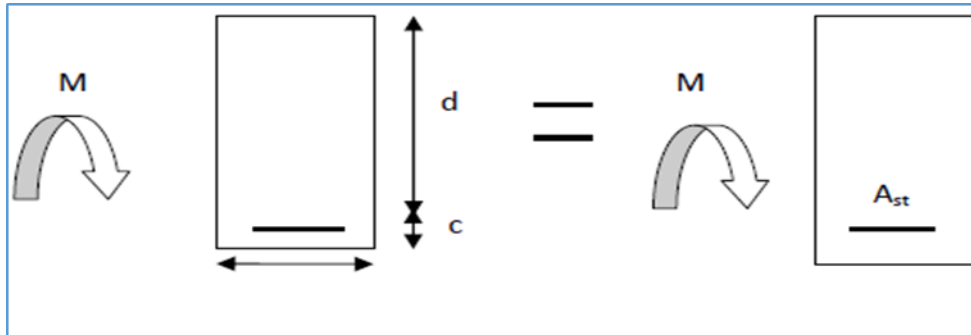
**➤ 1er cas**

Si  $\mu < \mu_l = 0,392$   $\longrightarrow$  Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**d** : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.



**Figure VI.3** : Schéma des sollicitations des poutres pour une SSA

- **2<sup>eme</sup> cas**

$\mu > \mu_l = 0,392$  → Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.

$$A_{st} = A_{SL} + A_{S2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

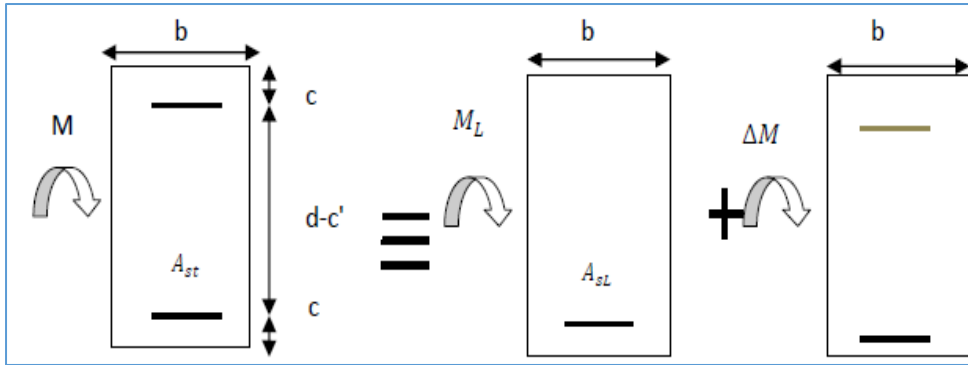
**Avec**

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_e$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée



**Figure VI.4 :** Schéma des sollicitations des poutres pour une SDA.

### Remarque

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

**Tableau VI.8 :** Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

	$f_{c28}$ [MPa]	$f_e$ [MPa]	$f_{bu}$ [MPa]	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$\sigma_{st}$ [MPa]
<b>Situation accidentelle</b>	25	400	21,74	1,15	1	0,85	400
<b>Situation courante</b>	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

### Exemple de calcul

#### a) Poutres principales(30 × 35)

##### ➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{60.344 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,138 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,138 \longrightarrow \beta = 0,925$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{60.344 \times 10^3}{0,925 \times 32 \times 348} = 5,858[\text{cm}^2]$$

**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{86.247 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,198 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,198 \longrightarrow \beta = 0,889$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{86.247 \times 10^3}{0,889 \times 32 \times 348} = 8.712 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Tableau VI.9 :** Tableau de ferrailage des poutres principales

Poutre principale	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	60.344	0,138	SSA	0,925	5,858	3HA14+3HA12	8.01
Aux appuis	86.247	0,198	SSA	0,889	8.712	3HA14+3HA14	9.24

**b) Poutre secondaires(30 × 30)**

**En travée**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{65.225 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,2} = 0,210 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,210 \longrightarrow \beta = 0,881$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{65.225 \times 10^3}{0,881 \times 27 \times 348} = 7.879 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{65,054 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,2} = 0,209 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,209 \longrightarrow \beta = 0,881$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{65.054 \times 10^3}{0,881 \times 27 \times 348} = 7,859 [\text{cm}^2]$$

**Tableau VI.10** : Tableau de ferrailage des poutres secondaires.

Poutre Secondaire	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s (\text{cm}^2)$	Ferrailage	A adoptée ( $\text{cm}^2$ )
En travée	65.225	0,210	SSA	0,975	7.879	3HA14+3HA12	8.01
Aux appuis	65.054	0,209	SSA	0,854	7.859	3HA14+3HA12	8.01

**4) Vérification des armatures longitudinales :**

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

**1. Poutres principales**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,159 [\text{cm}^2]$$

- Aux appuis**

$$A_{\text{adoptée}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,159 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min}(\text{RPA}) = 5,25 [\text{cm}^2]$$

- En travée**

$$A_{\text{adoptée}} = 8,01 > A_{\min} = 1,159 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Poutres secondaires**

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,978 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

$$A_{\text{adoptée}} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.978[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 4,5 [\text{cm}^2]$$

- **En travée**

$$A_{\text{adoptée}} = 8.01 > A_{\text{min}} = 0,978[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

**1. Poutres principales**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\text{max}} = 101.22$  [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{101.22 \times 10^3}{300 \times 347} = 0,972 \text{ [MPa]}$$

- $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0,972 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3.33[\text{MPa}] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**2. Poutres secondaires PS**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\text{max}} = 71.54$  [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{71.54 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.883 \text{ [MPa]}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0.883 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### ➤ Influence de l'effort tranchant

a) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99)

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$$

- **Poutre principales** :  $T_{\max} = 101.22 \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 576 \text{ KN (CV)}$

- **Poutre secondaires** :  $T_{\max} = 71.54 \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 27 \times 30 \times 10^{-1} = 486 \text{ KN(CV)}$

b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée99)

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_U = \frac{M_U}{0.9 \times d}$  on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à :

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$\text{D'où : } A_S > \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d}\right) \frac{Y_s}{f_e}$$

- **Poutre principales** :  $\left(101.22 - \frac{86.247}{0.9 \times 0.32}\right) = -198.249 < 0$

- **Poutre secondaires** :  $\left(71.54 - \frac{65.225}{0.9 \times 0.27}\right) = -196.876 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1, 3/ BAEL 91 modifiées99)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

- **Poutres principales :**  $\sum u_i = (3 \times 3.14 \times 1.4) \times 2 = 26,376$

$$\tau_u = \frac{102.87}{0.9 \times 32 \times 26.376} \times 10 = 1,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires :**  $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1.2 = 24,492 \text{ MPA}$

$$\tau_u = \frac{71.54}{0.9 \times 27 \times 24.492} \times 10 = 1,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,84 \text{ MPa}$$

- Pour  $\phi 14$  :  $L_s = 49.29 \text{ cm}$       soit :  $L_s = 50 \text{ cm}$

- Pour  $\phi 12$  :  $L_s = 42.25 \text{ cm}$       soit :  $L_s = 45 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 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  $0.4L_s$ .

- Pour  $\phi 14$  :  $L_s = 20 \text{ cm}$

- Pour  $\phi 12$  :  $L_s = 18 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

**Poutre principale**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,4\right) = (1; 3; 1,6) = 1 \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

**Poutre Secondaire**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1,4\right) = (0,85; 3; 1,6) = 0,85 \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **La section d'armature transversale**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier  $A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :

$$S_t = (0,9 d; 40 \text{ cm})$$

- **Poutre principales :**  $S_t = (0,9 \times 32; 40 \text{ cm}) = (28,8; 40 \text{ cm}) = 28,8 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Poutre secondaire :**  $S_t = (0,9 \times 27; 40 \text{ cm}) = (24,3; 40 \text{ cm}) = 24,3 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**D'après Art 7.5.2.2 du RPA 99 version 2003**

**Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1, 30 \text{ cm}\right)$

- **Poutre principale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm}\right) = (8,75; 16,8; 30) = 8,75 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Poutre secondaire :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm}\right) = (8,75; 16,8; 30) = 8,75 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ cm}$

**Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- **Poutre principale :**

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Poutre secondaire :**

$$S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :**

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- **Poutre principale :**  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

- **Poutre secondaire :**  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principale :  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

- Poutre secondaire :  $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

## VII.2.2 Vérification à L'ELS

### 1) **Etat d'ouverture des fissures**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire

2) **Etat limite de compression du béton**

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348$  [MPa]
- Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15$  [MPa]

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta_1: \text{ Est en fonction de } : \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

( $\beta_1, K_1$ ) Sont tirer du tableau à l'ELS.

**Tableau VI.11** : Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre principale)

PP	$M_{\max}$ (KN.m)	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
En travée	19.143	6.03	0,543	0,890	30,45	129.67	4.26	15	cv
Aux appuis	43.199	10,65	0,959	0,863	22,50	141,43	6,29	15	cv

**Tableau VI.12** Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre secondaire)

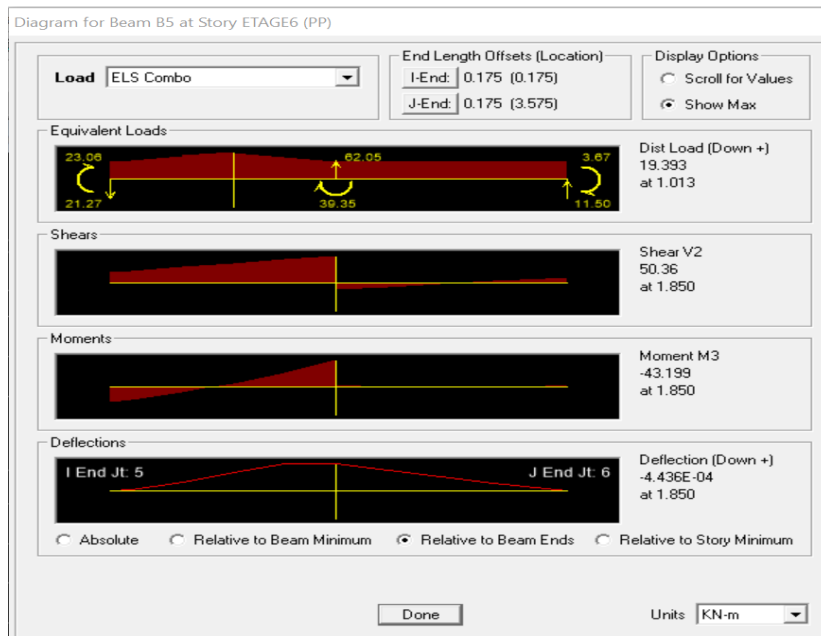
PS	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	obs
En travée	14.352	6.03	0,628	0,884	28.10	120.72	4.30	15	cv
Aux appuis	46.331	12.06	1.256	0.849	18.11	71.50	3.95	15	cv

➤ **Vérification de la flèche**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. BAEL99 (art.6.5.2)

$$f_{ETABS} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

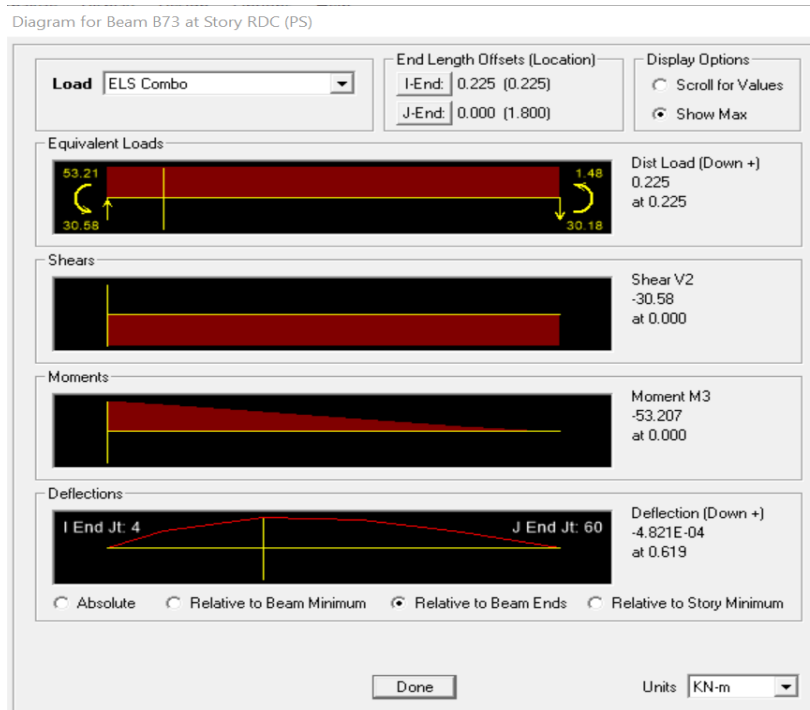
- **Sens des poutres principales :**



**Figure VI.5 :** Vérification de la flèche dans les poutres principales (y compris B5)

$$0,044 \text{ cm} < \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

## - Sens des poutres secondaires :



**Figure VI.6 :** Vérification de la flèche dans les poutres secondaires (X compris B73)

$$0,048 \text{ cm} < \frac{350}{500} = 0,7 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VI.3. Ferrailage des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement essentiels qui supportent à la fois des charges verticales (telles que les charges permanentes et les surcharges) et des forces horizontales provoquées par des séismes. Afin de résister à ces sollicitations, il est nécessaire de prévoir trois types d'armatures spécifiques :

- Armatures verticales : Elles sont conçues pour résister aux charges verticales et garantir la stabilité de la structure.
- Armatures horizontales : Ces armatures sont destinées à contrer les forces horizontales induites par les séismes, assurant ainsi la sécurité de la structure.
- Armatures transversales : Elles sont prévues pour renforcer la structure et l'aider à supporter les contraintes variées auxquelles elle est soumise.

L'analyse des voiles se fait en calculant la flexion composée dans les conditions les plus critiques. Pour cela, la méthode des contraintes est employée. Cette approche permet de déterminer de manière précise la capacité du voile à résister aux charges verticales et horizontales, assurant ainsi la fiabilité de la structure dans toutes les situations.

### Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

- Selon le (RPA version 2003) : 
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$
- Selon le (BAEL 91modifiée 99) : 
$$\begin{cases} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- **Zone I** : RDC et 1<sup>er</sup> étages et 2<sup>eme</sup> étages
- **Zone II** : 3<sup>eme</sup> étages et 4<sup>eme</sup> étages et 5<sup>eme</sup> étages
- **Zone III** : 6<sup>eme</sup> étage et 7<sup>eme</sup> étage

### Ferrailage des voiles

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande de largeur (d).

#### VI.3.1 Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N ; M)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , **B** = **L** × **e**.

**I** : moment d'inertie du voile considéré.

$V = V'$  : bras de levier du voile :  $V = \frac{L}{2}$

$M$  : Moment dans le voile

$N$  : Effort normal dans le voile

Le calcul se fera par bandes de longueur ( $d$ ) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) \quad (\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003})$$

Avec :  $h_e$  : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Avec :  $L_t$  : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprimée (**SEC**).
2. Section partiellement comprimée (**SPC**).
3. Section entièrement tendue (**SET**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes

Des contraintes obtenues, comme montrer dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 : Tableau des efforts normaux

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Avec :  $e$  est épaisseur du voile

$d$  : Largeurs des sections à utiliser.

$\sigma_{\max}$  : Contrainte maximale dans la section.

$\sigma_{\min}$  : Contrainte minimale dans la section.

$\sigma_1, \sigma_2$  : Contraintes intermédiaires dans le diagramme

1) Armatures verticales

➤ Section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :  $B_i$  : section du voile

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 Mpa

➤ **Section partiellement comprimée (Art. A.11.3, BAEL91)**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec :  $\sigma_{s10}$  est Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

❖ **Section entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

2) **Armatures minimales**

- **Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91 modifiée 99)**

$A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$  (Par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures)

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec : **B** : section du béton comprimée.

- **Traction simple**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : **B** est section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

❖ **Exigences de R PA 99 révise 2003**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile **15 %**.
- En zone courantes **0.10 %**.

### 3) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$ .

- D'après le (BEAL 91 modifiée 99)  $\implies A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA 2003 :  $\implies A_H > 0.15\% B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

### 4) Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière perpendiculaire par rapport aux faces des refends. Leur fonction principale est de maintenir en place les deux nappes d'armatures verticales. En général, ces armatures transversales prennent la forme d'épingles, et leur rôle essentiel est d'empêcher le flambement des barres d'acier verticales en cas de compression, conformément à l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Il est nécessaire de garantir la liaison entre les deux nappes d'armatures verticales en utilisant au moins quatre (4) épingles par mètre carré. Cette disposition permet de renforcer la capacité de la structure à résister aux charges verticales et contribue à sa stabilité globale.

### 5) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\begin{cases} A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \\ \bar{V} = 1.4 T \end{cases} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### 6) Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

### 7) Espacement

D'après l'art 7.7.4.3 du **RPA 99 modifier 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Avec : } e : \text{ épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(0.1)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **(15 cm)**.

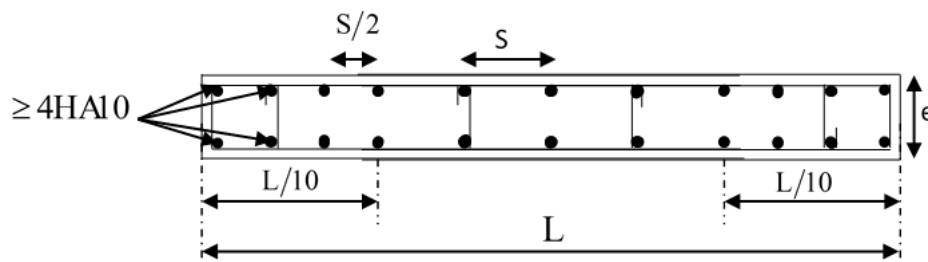
### 8) Longueur de recouvrement (7.7.4.3)

Elles doivent être égales à :

- $40\phi$  : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### 9) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $(0.10)$  de l'épaisseur du voile



**Figure VI.7 :** Disposition des armatures verticales dans les voiles

**VI.3.2 Vérification à L'ELS**

Pour cet état, il considère l'effort :  $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N_{ser}$  est Effort normal appliqué.

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armatures adoptée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

- D'après le RPA 2003  $\implies \tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{et} \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec :  $\bar{V} = 1.4 V_u$

D'où :  $b_0$  Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 \times h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL :  $\implies \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) \quad (\text{Pour la fissuration préjudiciable})$$

Avec :  $\bar{\tau}_u$  est Contrainte limite de cisaillement

## ➤ Voiles longitudinaux VL1 = 1.20 m

Tableau : Tableau VI.14 : Ferrailage du voile VL1 en zone 1

	Voile VL1 (zone 1)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)	1.20	1.20	1.20
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	3.06	3.06	3.06
	B (m <sup>2</sup> )	0.24	0.24	0.24
	I (m <sup>4</sup> )	0.029	0.029	0.029
	v=v'=L/2 (m)	0.60	0.60	0.60
<b>Sollicitations de calcul</b>	N (KN)	2063.37	917.34	2063.37
	M (KN.m)	574.868	238.728	574.868
	T (KN)	8.46	3.15	8.46
	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	20573.79	8795.75	20573.79
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-3379.04	-1151.25	-3379.04
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1.03	1.06	1.03
	Lt (m)	0.17	0.14	0.17
	<b>d (m)</b>	<b>0.69</b>	<b>0.71</b>	<b>0.69</b>
	Nt (KN)	1413.71	622.22	1413.71
<b>Calcul des armatures verticales</b>	Avt (cm <sup>2</sup> )	35.34	15.56	35.34
	Amin (cm <sup>2</sup> )	4.12	4.24	4.12

	Avj (cm <sup>2</sup> )	0.33	0.12	0.33
	A2=Avt+Avj (cm <sup>2</sup> )	35.67	15.68	35.67
	<b>A2 /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>8.92</b>	<b>3.92</b>	<b>8.92</b>
	Amin /nappe (cm <sup>2</sup> )	1.03	1.06	1.03
<b>Ferrailage vertical /nappe</b>	<b>Bande 1 1HA16</b>	<b>2.01</b>	<b>2.01</b>	<b>2.01</b>
	<b>Bande 2 5 HA16</b>	<b>10.1</b>	<b>10.05</b>	<b>10.05</b>
	<b>Espacement bande 1</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
	<b>Espacement bande 2</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
<b>Calcul des armatures horizontales</b>	Ah = Av/4 (cm <sup>2</sup> )	8.92	3.92	8.92
	Ah = 0,15%B (cm <sup>2</sup> )	3.60	3.60	3.60
	<b>AH/nappe/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1.46</b>	<b>0.64</b>	<b>1.46</b>
<b>Ferrailage horizontal /nappe /ml</b>	<b>5 HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
<b>Armatures transversales</b>		<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>
<b>Vérification des contraintes</b>	$\zeta_b=5$	<b>0.05</b>	<b>0.02</b>	<b>0.05</b>
	$\zeta_u=3,26$	<b>0.04</b>	<b>0.01</b>	<b>0.04</b>
	$\sigma_{bc}=15$	<b>5.12</b>	<b>2.25</b>	<b>5.12</b>

Tableau VI.15 : Ferrailage du voile VL1 en zone 2

	Voile VL1 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)	1.20	1.20	1.20
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	3.06	3.06	3.06
	B (m <sup>2</sup> )	0.24	0.24	0.24
	I (m <sup>4</sup> )	0.029	0.029	0.029
	v=v'=L/2 (m)	0.60	0.60	0.60
<b>Sollicitations de calcul</b>	N (KN)	1522.51	672.15	1522.51
	M (KN.m)	464.337	192.002	464.337
	T (KN)	4.96	1.47	4.96
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	16017.48	6800.67	16017.48
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3329.90	-1199.42	-3329.90
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0.99	1.02	0.99
	Lt (m)	0.21	0.18	0.21
	<b>d (m)</b>	<b>0.66</b>	<b>0.68</b>	<b>0.66</b>
	Nt (KN)	1060.86	462.49	1060.86
<b>Calcul des armatures verticales</b>	Avt (cm <sup>2</sup> )	26.52	11.56	26.52
	Amin (cm <sup>2</sup> )	3.97	4.08	3.97
	Avj (cm <sup>2</sup> )	0.19	0.06	0.19

	$A_2 = A_{vt} + A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	26.71	11.62	26.71
	<b>A<sub>2</sub> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>6.68</b>	<b>2.90</b>	<b>6.68</b>
	Amin /nappe (cm <sup>2</sup> )	0.99	1.02	0.99
<b>Ferrailage vertical /nappe</b>	<b>Bande 1 1 HA14</b>	<b>1.54</b>	<b>1.54</b>	<b>1.54</b>
	<b>Bande 2 5 HA14</b>	<b>7.7</b>	<b>7.7</b>	<b>7.7</b>
	<b>Espacement bande 1</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
	<b>Espacement bande 2</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
<b>Calcul des armatures horizontales</b>	$A_h = A_v/4$ (cm <sup>2</sup> )	6.68	2.90	6.68
	$A_h = 0,15\% B$ (cm <sup>2</sup> )	3.60	3.60	3.60
	<b>AH/nappe/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1.09</b>	<b>0.59</b>	<b>1.09</b>
<b>Ferrailage horizontal /nappe /ml</b>	<b>5 HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
<b>Armatures transversales</b>		<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>
<b>Vérification des contraintes</b>	$\zeta_b = 5$	<b>0.03</b>	<b>0.01</b>	<b>0.03</b>
	$\zeta_u = 3,26$	<b>0.02</b>	<b>0.01</b>	<b>0.02</b>
	$\sigma_{bc} = 15$	<b>3.96</b>	<b>1.73</b>	<b>3.96</b>

Tableau VI.16 : Ferrailage du voile VL1 en zone 3

	Voile VL1 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)	1.20	1.20	1.20
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	3.06	3.06	3.06
	B (m <sup>2</sup> )	0.24	0.24	0.24
	I (m <sup>4</sup> )	0.029	0.029	0.029
	v=v'=L/2 (m)	0.60	0.60	0.60
<b>Sollicitations de calcul</b>	N (KN)	639.21	279.57	639.21
	M (KN.m)	198.152	79.579	198.152
	T (KN)	4.12	1.16	4.12
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	6791.54	2822.77	6791.54
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-1464.79	-493.02	-1464.79
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0.99	1.02	0.99
	Lt (m)	0.21	0.18	0.21
	<b>d (m)</b>	<b>0.66</b>	<b>0.68</b>	<b>0.66</b>
	Nt (KN)	446.93	192.24	446.93
<b>Calcul des armatures verticales</b>	Avt (cm <sup>2</sup> )	11.17	4.81	11.17
	Amin (cm <sup>2</sup> )	3.95	4.09	3.95
	Avj (cm <sup>2</sup> )	0.16	0.04	0.16

	$A_2 = A_{vt} + A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	11.33	4.85	11.33
	<b>A<sub>2</sub> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>2.83</b>	<b>1.21</b>	<b>2.83</b>
	Amin /nappe (cm <sup>2</sup> )	0.99	1.02	0.99
<b>Ferrailage vertical /nappe</b>	<b>Bande 1 1HA12</b>	<b>1.13</b>	<b>1.13</b>	<b>1.13</b>
	<b>Bande 2 5 HA12</b>	<b>5.7</b>	<b>5.7</b>	<b>5.7</b>
	<b>Espacement bande 1</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
	<b>Espacement bande 2</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
<b>Calcul des armatures horizontales</b>	$A_h = A_v/4$ (cm <sup>2</sup> )	2.83	1.21	2.83
	$A_h = 0,15\%B$ (cm <sup>2</sup> )	3.60	3.60	3.60
	<b>AH/nappe/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.59</b>	<b>0.59</b>	<b>0.59</b>
<b>Ferrailage horizontal /nappe /ml</b>	<b>5 HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
<b>Armatures transversales</b>		<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>
<b>Vérification des contraintes</b>	$\zeta_b=5$	<b>0.03</b>	<b>0.01</b>	<b>0.03</b>
	$\zeta_u=3,26$	<b>0.02</b>	<b>0.01</b>	<b>0.02</b>
	$\sigma_{bc}=15$	<b>1.72</b>	<b>0.74</b>	<b>1.72</b>

## ➤ Voiles longitudinaux VL2=1.70 m

Tableau VI.17 : Ferrailage du voile VL2 en zone 1

	Voile VL2 (zone 1)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
<b>Caracteristiques géométriques</b>	L (m)	1.70	1.70	1.70
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	3.06	3.06	3.06
	B (m <sup>2</sup> )	0.18	0.18	0.18
	I (m <sup>4</sup> )	0.082	0.082	0.082
	v=v'=L/2 (m)	0.85	0.85	0.85
<b>Sollicitations de calcul</b>	N (KN)	654.92	306.19	647.9
	M (KN.m)	17.496	8.856	22.519
	T (KN)	1.64	1.09	1.64
	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	3820.06	1792.99	3833.21
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-3456.83	-1609.12	-3365.68
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0.89	0.90	0.91
	d (m)	0.45	0.45	0.45
	Nt (KN)	340.91	160.64	346.98
	<b>Calcul des armatures verticales</b>	Avt (cm <sup>2</sup> )	8.52	4.02
Amin (cm <sup>2</sup> )		1.78	1.79	1.81
Avj (cm <sup>2</sup> )		0.06	0.04	0.06

	$A_2 = A_{vt} + A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	8.59	4.06	8.74
	<b>A<sub>2</sub> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>2.15</b>	<b>1.01</b>	<b>2.18</b>
	A <sub>min</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )	0.89	0.90	0.91
<b>Ferrailage vertical /nappe</b>	<b>Bande 1 2 HA12</b>	<b>2.26</b>	<b>2.26</b>	<b>2.26</b>
	<b>Bande 2 5 HA12</b>	<b>5.65</b>	<b>5.65</b>	<b>5.65</b>
	<b>Espacement bande 1</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
	<b>Espacement bande 2</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
<b>Calcul des armatures horizontales</b>	$A_h = A_v/4$ (cm <sup>2</sup> )	2.15	1.01	2.18
	$A_h = 0,15\%B$ (cm <sup>2</sup> )	2.70	2.70	2.70
	<b>A<sub>H</sub>/nappe/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.44</b>	<b>0.44</b>	<b>0.44</b>
<b>Ferrailage horizontal /nappe /ml</b>	<b>5 HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
<b>Armatures transversales</b>		<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>
<b>Vérification des contraintes</b>	$\zeta_b=5$	<b>0.01</b>	<b>0.00</b>	<b>0.01</b>
	$\zeta_u=3,26$	<b>0.01</b>	<b>0.00</b>	<b>0.01</b>
	$\sigma_{bc}=15$	<b>1.63</b>	<b>0.77</b>	<b>1.66</b>

Tableau VI.18 : Ferrailage du voile VL2 en zone 2

	Voile VL2 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
<b>Caracteristiques géométriques</b>	L (m)	1.70	1.70	1.70
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	3.06	3.06	3.06
	B (m <sup>2</sup> )	0.34	0.34	0.34
	I (m <sup>4</sup> )	0.082	0.082	0.082
	v=v'=L/2 (m)	0.85	0.85	0.85
<b>Sollicitations de calcul</b>	N (KN)	460.2	213.11	453.17
	M (KN.m)	5.59	5.722	13.495
	T (KN)	2.72	1.49	2.72
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	1411.56	686.19	1472.94
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-1295.50	-567.40	-1192.77
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0.89	0.93	0.94
	d (m)	0.44	0.47	0.47
	Nt (KN)	125.13	63.85	138.36
	<b>Calcul des armatures verticales</b>	Avt (cm <sup>2</sup> )	3.13	1.60
Amin (cm <sup>2</sup> )		1.77	1.86	1.88
Avj (cm <sup>2</sup> )		0.10	0.06	0.10
A2=Avt+Avj (cm <sup>2</sup> )		3.23	1.65	3.56

	<b>A2 /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.81</b>	<b>0.41</b>	<b>0.89</b>
	Amin /nappe (cm <sup>2</sup> )	0.89	0.93	0.94
<b>Ferrailage vertical /nappe</b>	<b>Bande 1 2 HA10</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>
	<b>Bande 2 5 HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement bande 1</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
	<b>Espacement bande 2</b>	<b>7.5</b>	<b>7.5</b>	<b>7.5</b>
<b>Calcul des armatures horizontales</b>	Ah = Av/4 (cm <sup>2</sup> )	0.81	0.41	0.89
	Ah = 0,15%B (cm <sup>2</sup> )	5.10	5.10	5.10
	<b>AH/nappe/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.83</b>	<b>0.83</b>	<b>0.83</b>
<b>Ferrailage horizontal /nappe /ml</b>	<b>5HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
<b>Armatures transversales</b>		<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>
<b>Vérification des contraintes</b>	$\zeta_b=5$	<b>0.01</b>	<b>0.01</b>	<b>0.01</b>
	$\zeta_u=3,26$	<b>0.01</b>	<b>0.00</b>	<b>0.01</b>
	$\sigma_{bc}=15$	<b>0.35</b>	<b>0.18</b>	<b>0.38</b>

Tableau VI.19 : Ferrailage du voile VL2 en zone 3

	Voile VL2 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)	1.70	1.70	1.70
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	3.06	3.06	3.06
	B (m <sup>2</sup> )	0.34	0.34	0.34
	I (m <sup>4</sup> )	0.082	0.082	0.082
	v=v'=L/2 (m)	0.85	0.85	0.85
<b>Sollicitations de calcul</b>	N (KN)	193.89	88.54	186.87
	M (KN.m)	5.883	5.646	12.477
	T (KN)	6	2.87	6
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	631.33	319.02	679.14
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-509.20	-201.80	-420.10
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0.94	1.04	1.05
	<b>d (m)</b>	<b>0.47</b>	<b>0.52</b>	<b>0.53</b>
	Nt (KN)	59.41	33.22	71.33
<b>Calcul des armatures verticales</b>	Avt (cm <sup>2</sup> )	1.49	0.83	1.78
	Amin (cm <sup>2</sup> )	1.88	2.08	2.10
	Avj (cm <sup>2</sup> )	0.23	0.11	0.23
	A2=Avt+Avj (cm <sup>2</sup> )	1.72	0.94	2.01

	<b>A2 /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.43</b>	<b>0.24</b>	<b>0.50</b>
	Amin /nappe (cm <sup>2</sup> )	0.94	1.04	1.05
<b>Ferrailage vertical /nappe</b>	<b>Bande 1 2 HA10</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>
	<b>Bande 2 5 HA10</b>	<b>3.39</b>	<b>3.39</b>	<b>3.39</b>
	<b>Espacement bande 1</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
	<b>Espacement bande 2</b>	<b>7.5</b>	<b>7.5</b>	<b>7.5</b>
<b>Calcul des armatures horizontales</b>	Ah = Av/4 (cm <sup>2</sup> )	0.43	0.24	0.50
	Ah = 0,15%B (cm <sup>2</sup> )	5.10	5.10	5.10
	<b>AH/nappe/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.83</b>	<b>0.83</b>	<b>0.83</b>
<b>Ferrailage horizontal /nappe /ml</b>	<b>5HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
<b>Armatures transversales</b>		<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>
<b>Vérification des contraintes</b>	$\zeta_b=5$	<b>0.03</b>	<b>0.01</b>	<b>0.03</b>
	$\zeta_u=3,26$	<b>0.02</b>	<b>0.01</b>	<b>0.02</b>
	$\sigma_{bc}=15$	<b>0.17</b>	<b>0.09</b>	<b>0.20</b>

## ➤ Voiles longitudinaux VT1 =1.85 m

Tableau VI.20 : Ferrailage du voile VT1 en zone 1

	Voile VT1 (zone 1)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)	1.85	1.85	1.85
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	4.08	4.08	4.08
	B (m <sup>2</sup> )	0.37	0.37	0.37
	I (m <sup>4</sup> )	0.106	0.106	0.106
	v=v'=L/2 (m)	0.93	0.93	0.93
<b>Sollicitations de calcul</b>	N (KN)	396.23	180.94	396.23
	M (KN.m)	3.418	0.238	3.418
	T (KN)	1.16	0.63	1.16
	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	1100.85	491.11	1100.85
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-1040.93	-486.94	-1040.93
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0.95	0.93	0.95
	<b>d (m)</b>	<b>0.48</b>	<b>0.46</b>	<b>0.48</b>
	Nt (KN)	104.68	45.62	104.68
	<b>Calcul des armatures verticales</b>	Avt (cm <sup>2</sup> )	2.62	1.14
Amin (cm <sup>2</sup> )		1.90	1.86	1.90
Avj (cm <sup>2</sup> )		0.04	0.02	0.04

	$A_2 = A_{vt} + A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	2.66	1.16	2.66
	<b>A<sub>2</sub> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.67</b>	<b>0.29</b>	<b>0.67</b>
	Amin /nappe (cm <sup>2</sup> )	0.95	0.93	0.95
<b>Ferrailage vertical /nappe</b>	<b>Bande 1 2 HA12</b>	<b>2.26</b>	<b>2.26</b>	<b>2.26</b>
	<b>Bande 2 5 HA12</b>	<b>5.65</b>	<b>5.65</b>	<b>5.65</b>
	<b>Espacement bande 1</b>	<b>16</b>	<b>16</b>	<b>16</b>
	<b>Espacement bande 2</b>	<b>16</b>	<b>16</b>	<b>16</b>
<b>Calcul des armatures horizontales</b>	$A_h = A_v/4$ (cm <sup>2</sup> )	0.67	0.29	0.67
	$A_h = 0,15\% B$ (cm <sup>2</sup> )	5.55	5.55	5.55
	<b>AH/nappe/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.68</b>	<b>0.68</b>	<b>0.68</b>
<b>Ferrailage horizontal /nappe /ml</b>	<b>5 HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
<b>Armatures transversales</b>		<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>
<b>Vérification des contraintes</b>	$\zeta_b = 5$	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
	$\zeta_u = 3,26$	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
	$\sigma_{bc} = 15$	<b>0.26</b>	<b>0.11</b>	<b>0.26</b>

Tableau VI.21 : Ferrailage du voile VT1 en zone 2

	Voile VT1 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)	1.85	1.85	1.85
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	3.06	3.06	3.06
	B (m <sup>2</sup> )	0.37	0.37	0.37
	I (m <sup>4</sup> )	0.106	0.106	0.106
	v=v'=L/2 (m)	0.93	0.93	0.93
<b>Sollicitations de calcul</b>	N (KN)	268.92	122.77	268.92
	M (KN.m)	13.522	4.905	13.522
	T (KN)	8.48	3.36	8.48
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	845.34	374.81	845.34
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-608.28	-288.82	-608.28
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1.08	1.04	1.08
	<b>d (m)</b>	<b>0.54</b>	<b>0.52</b>	<b>0.54</b>
	Nt (KN)	90.95	39.16	90.95
<b>Calcul des armatures verticales</b>	Avt (cm <sup>2</sup> )	2.27	0.98	2.27
	Amin (cm <sup>2</sup> )	2.15	2.09	2.15
	Avj (cm <sup>2</sup> )	0.33	0.13	0.33
	A2=Avt+Avj (cm <sup>2</sup> )	2.60	1.11	2.60

	<b>A2 /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.65</b>	<b>0.28</b>	<b>0.65</b>
	Amin /nappe (cm <sup>2</sup> )	1.08	1.04	1.08
<b>Ferrailage vertical /nappe</b>	<b>Bande 1 2 HA10</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>
	<b>Bande 2 5HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement bande 1</b>	<b>16</b>	<b>16</b>	<b>10</b>
	<b>Espacement bande 2</b>	<b>16</b>	<b>16</b>	<b>10</b>
<b>Calcul des armatures horizontales</b>	Ah = Av/4 (cm <sup>2</sup> )	0.65	0.28	0.65
	Ah = 0,15%B (cm <sup>2</sup> )	5.55	5.55	5.55
	<b>AH/nappe/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.91</b>	<b>0.91</b>	<b>0.91</b>
<b>Ferrailage horizontal /nappe /ml</b>	<b>5 HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
<b>Armatures transversales</b>		<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>
<b>Vérification des contraintes</b>	$\zeta_b=5$	<b>0.04</b>	<b>0.01</b>	<b>0.04</b>
	$\zeta_u=3,26$	<b>0.03</b>	<b>0.01</b>	<b>0.03</b>
	$\sigma_{bc}=15$	<b>0.23</b>	<b>0.10</b>	<b>0.23</b>

Tableau VI.22 : Ferrailage du voile VT1 en zone 3

	Voile VT1 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
<b>Caracteristiques géométriques</b>	L (m)	1.85	1.85	1.85
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	3.06	3.06	3.06
	B (m <sup>2</sup> )	0.37	0.37	0.37
	I (m <sup>4</sup> )	0.106	0.106	0.106
	v=v'=L/2 (m)	0.93	0.93	0.93
<b>Sollicitations de calcul</b>	N (KN)	112.08	50.69	112.08
	M (KN.m)	12.644	3.947	12.644
	T (KN)	7.72	2.8	7.72
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	413.75	171.60	413.75
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-192.09	-102.40	-192.09
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1.26	1.16	1.26
	<b>d (m)</b>	<b>0.63</b>	<b>0.58</b>	<b>0.63</b>
	Nt (KN)	52.27	19.88	52.27
<b>Calcul des armatures verticales</b>	Avt (cm <sup>2</sup> )	1.31	0.50	1.31
	Amin (cm <sup>2</sup> )	2.53	2.32	2.53
	Avj (cm <sup>2</sup> )	0.30	0.11	0.30
	A2=Avt+Avj (cm <sup>2</sup> )	1.60	0.60	1.60

	<b>A2 /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.40</b>	<b>0.15</b>	<b>0.40</b>
	Amin /nappe (cm <sup>2</sup> )	1.26	1.16	1.26
<b>Ferrailage vertical /nappe</b>	<b>Bande 1 2 HA10</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>	<b>1.57</b>
	<b>Bande 2 5HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement bande 1</b>	<b>16</b>	<b>16</b>	<b>16</b>
	<b>Espacement bande 2</b>	<b>16</b>	<b>16</b>	<b>16</b>
<b>Calcul des armatures horizontales</b>	Ah = Av/4 (cm <sup>2</sup> )	0.40	0.15	0.40
	Ah = 0,15%B (cm <sup>2</sup> )	5.55	5.55	5.55
	<b>AH/nappe/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.91</b>	<b>0.91</b>	<b>0.91</b>
<b>Ferrailage horizontal /nappe /ml</b>	<b>5 HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
<b>Armatures transversales</b>		<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>
<b>Vérification des contraintes</b>	$\zeta_b=5$	<b>0.03</b>	<b>0.01</b>	<b>0.03</b>
	$\zeta_u=3,26$	<b>0.02</b>	<b>0.01</b>	<b>0.02</b>
	$\sigma_{bc}=15$	<b>0.13</b>	<b>0.05</b>	<b>0.13</b>

➤ **Voiles longitudinaux VT2 =1.90 m****Tableau VI.23 : Ferrailage du voile VT2 en zone 1**

	<b>Voile VT2 (zone 1)</b>			
	<b>Sollicitations</b>	<b>1er cas</b>	<b>2ème cas</b>	<b>3ème cas</b>
<b>Caracteristiques géométriques</b>	L (m)	1.90	1.90	1.90
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	4.08	4.08	4.08
	B (m <sup>2</sup> )	0.38	0.38	0.38
	I (m <sup>4</sup> )	0.114	0.114	0.114
	v=v'=L/2 (m)	0.95	0.95	0.95
<b>Sollicitations de calcul</b>	N (KN)	1755.78	753.51	1740.08
	M (KN.m)	1009.42	340.147	1010.03
	T (KN)	1.23	0.4	1.23
	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	13009.01	4809.63	12972.76
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-3768.06	-843.79	-3814.44
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1.47	1.62	1.47
	<b>d (m)</b>	<b>0.74</b>	<b>0.81</b>	<b>0.73</b>
	Nt (KN)	1916.58	777.44	1904.76
	<b>Calcul des armatures verticales</b>	Avt (cm <sup>2</sup> )	47.91	19.44
Amin (cm <sup>2</sup> )		2.95	3.23	2.94
Avj (cm <sup>2</sup> )		0.05	0.02	0.05

	$A_2 = A_{vt} + A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	47.96	19.45	47.67
	<b>A2 /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>11.99</b>	<b>4.86</b>	<b>11.92</b>
	Amin /nappe (cm <sup>2</sup> )	1.47	1.62	1.47
<b>Ferrailage vertical /nappe</b>	<b>Bande 1 1 HA14</b>	<b>1.45</b>	<b>1.45</b>	<b>1.45</b>
	<b>Bande 2 9 HA14</b>	<b>13.85</b>	<b>13.85</b>	<b>13.85</b>
	<b>Espacement bande 1</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
	<b>Espacement bande 2</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
<b>Calcul des armatures horizontales</b>	$A_h = A_v/4$ (cm <sup>2</sup> )	11.99	4.86	11.92
	$A_h = 0,15\% B$ (cm <sup>2</sup> )	5.70	5.70	5.70
	<b>AH/nappe/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1.47</b>	<b>0.70</b>	<b>1.46</b>
<b>Ferrailage horizontal /nappe /ml</b>	<b>5 HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
<b>Armatures transversales</b>		<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>
<b>Vérification des contraintes</b>	$\zeta_b=5$	<b>0.01</b>	<b>0.00</b>	<b>0.01</b>
	$\zeta_u=3,26$	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
	$\sigma_{bc}=15$	<b>4.18</b>	<b>1.69</b>	<b>4.15</b>

Tableau VI.24 : Ferrailage du voile VT2 en zone 2

	Voile VT2 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)	1.90	1.90	1.90
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	3.06	3.06	3.06
	B (m <sup>2</sup> )	0.38	0.38	0.38
	I (m <sup>4</sup> )	0.114	0.114	0.114
	v=v'=L/2 (m)	0.95	0.95	0.95
<b>Sollicitations de calcul</b>	N (KN)	1239.13	528.44	528.44
	M (KN.m)	672.773	225.125	674.437
	T (KN)	12.03	4.67	4.67
	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	8851.78	3261.48	6995.37
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-2330.04	-480.21	-4214.11
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1.50	1.66	1.19
	<b>d (m)</b>	<b>0.75</b>	<b>0.83</b>	<b>0.59</b>
	Nt (KN)	1331.38	540.15	829.45
<b>Calcul des armatures verticales</b>	Avt (cm <sup>2</sup> )	33.28	13.50	20.74
	Amin (cm <sup>2</sup> )	3.01	3.31	2.37
	Avj (cm <sup>2</sup> )	0.46	0.18	0.18
	A2=Avt+Avj (cm <sup>2</sup> )	33.75	13.68	20.92

	<b>A2 /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>8.44</b>	<b>3.42</b>	<b>5.23</b>
	Amin /nappe (cm <sup>2</sup> )	1.50	1.66	1.19
<b>Ferrailage vertical /nappe</b>	<b>Bande 1 1 HA12</b>	<b>1.13</b>	<b>1.13</b>	<b>1.13</b>
	<b>Bande 2 9 HA12</b>	<b>10.18</b>	<b>10.18</b>	<b>10.18</b>
	<b>Espacement bande 1</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
	<b>Espacement bande 2</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
<b>Calcul des armatures horizontales</b>	Ah = Av/4 (cm <sup>2</sup> )	8.44	3.42	5.23
	Ah = 0,15%B (cm <sup>2</sup> )	5.70	5.70	5.70
	<b>AH/nappe/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1.38</b>	<b>0.93</b>	<b>0.93</b>
<b>Ferrailage horizontal /nappe /ml</b>	<b>5 HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
<b>Armatures transversales</b>		<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>
<b>Vérification des contraintes</b>	$\zeta_b=5$	<b>0.05</b>	<b>0.02</b>	<b>0.02</b>
	$\zeta_u=3,26$	<b>0.04</b>	<b>0.01</b>	<b>0.01</b>
	$\sigma_{bc}=15$	<b>3.04</b>	<b>1.23</b>	<b>1.89</b>

Tableau VI.25: Ferrailage du voile VT2 en zone 3

	Voile VT2 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)	1.90	1.90	1.90
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	3.06	3.06	3.06
	B (m <sup>2</sup> )	0.38	0.38	0.38
	I (m <sup>4</sup> )	0.114	0.114	0.114
	v=v'=L/2 (m)	0.95	0.95	0.95
<b>Sollicitations de calcul</b>	N (KN)	523.53	220.41	507.83
	M (KN.m)	129.068	107.244	305.36
	T (KN)	14.47	5.44	14.47
	σmax (KN/m <sup>2</sup> )	2450.30	1471.25	3874.01
	σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-305.12	-311.20	-1201.22
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1.69	1.57	1.45
	<b>d (m)</b>	<b>0.84</b>	<b>0.78</b>	<b>0.73</b>
	Nt (KN)	414.00	230.73	561.85
<b>Calcul des armatures verticales</b>	Avt (cm <sup>2</sup> )	10.35	5.77	14.05
	Amin (cm <sup>2</sup> )	3.38	3.14	2.90

	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	0.56	0.21	0.56
	$A_2=A_{vt}+A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	10.91	5.98	14.60
	<b><math>A_2</math> /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>2.73</b>	<b>1.49</b>	<b>3.65</b>
	$A_{min}$ /nappe (cm <sup>2</sup> )	1.69	1.57	1.45
<b>Ferrailage vertical /nappe</b>	<b>Bande 1 1HA12</b>	<b>1.13</b>	<b>1.13</b>	<b>1.13</b>
	<b>Bande 2 9 HA10</b>	<b>7.07</b>	<b>7.07</b>	<b>7.07</b>
	<b>Espacement bande 1</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
	<b>Espacement bande 2</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
<b>Calcul des armatures horizontales</b>	$A_h = A_v/4$ (cm <sup>2</sup> )	2.73	1.49	3.65
	$A_h = 0,15\%B$ (cm <sup>2</sup> )	5.70	5.70	5.70
	<b><math>A_h</math>/nappe/ml (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.93</b>	<b>0.93</b>	<b>0.93</b>
<b>Ferrailage horizontal /nappe /ml</b>	<b>5 HA10</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>	<b>3.93</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
<b>Armatures transversales</b>		<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>	<b>4 épingles HA8/m<sup>2</sup></b>
<b>Vérification des contraintes</b>	$\zeta_b=5$	<b>0.06</b>	<b>0.02</b>	<b>0.06</b>
	$\zeta_u=3,26$	<b>0.04</b>	<b>0.02</b>	<b>0.04</b>
	$\sigma_{bc}=15$	<b>0.99</b>	<b>0.55</b>	<b>1.34</b>



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

## VII. 1. Introduction

Les fondations constituent des éléments structurels dont la fonction principale est de transférer les charges de la superstructure vers le sol. En général, un élément spécifique de la structure est capable de transmettre à sa fondation plusieurs types de sollicitations, à savoir :

- Une charge verticale centrée, où il est essentiel de déterminer les valeurs maximales de cette charge.
- Une force horizontale résultant de l'action sismique, dont l'intensité et la direction peuvent varier.
- Un moment pouvant agir dans divers plans.

Ce transfert des charges s'effectue soit directement, comme dans le cas des semelles qui reposent directement sur le sol, ou indirectement par le biais d'autres éléments, comme c'est le cas des semelles reposant sur des pieux. Par conséquent, on peut distinguer trois types principaux de fondations :

1. Fondations superficielles : Ces fondations sont adaptées aux sols présentant une capacité portante suffisante. Elles permettent de transmettre directement les charges au sol. Les types de fondations superficielles les plus courants comprennent :
  - Les semelles continues situées sous les murs.
  - Les semelles continues situées sous les poteaux.
  - Les semelles isolées.
  - Les radiers.
2. Fondations semi-profondes : Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité ou dans les cas où le bon sol se trouve à une profondeur ou le rapport  $4\text{m} < \frac{D}{B} < 10 \text{ m}$  Comme les puits.
3. Fondations profondes : Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une très faible capacité ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur ou le rapport  $\frac{D}{B} \leq 10$  Comme les pieux.

## VII. 2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est influencé par plusieurs critères, notamment :

- La nature de l'ouvrage à fonder : Le type d'ouvrage, sa charge, sa géométrie et d'autres caractéristiques structurelles joueront un rôle déterminant dans le choix de la fondation appropriée.
- La nature du terrain et sa résistance : Les propriétés géotechniques du sol, telles que sa cohésion, son angle de frottement interne, et sa capacité portante, sont essentielles pour évaluer la faisabilité des fondations et déterminer le type le plus adapté.
- La profondeur du bon sol : Si un sol favorable (bonne capacité portante) est situé à une profondeur accessible, il peut influencer le choix des fondations, en particulier pour les fondations superficielles.
- Le tassement du sol : Les mouvements verticaux du sol, dus à la charge de la superstructure, doivent être pris en compte pour éviter des tassements excessifs, ce qui peut orienter le choix vers des fondations plus appropriées pour gérer ces tassements.
- La raison économique : Le coût global du projet, y compris celui des fondations, est un facteur déterminant dans le choix du type de fondation, car il doit rester économiquement viable.

Pour le cas de notre structure, nous avons plusieurs options à considérer, notamment des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général. Le choix final du type de fondation sera basé sur une évaluation approfondie prenant en compte les résultats du dimensionnement et en tenant compte de l'ensemble des critères mentionnés précédemment. Il est important de garantir que la fondation choisie offre la stabilité et la sécurité nécessaires tout en restant économiquement viable pour le projet.

## VII. 3. Étude du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

## VII .4 . Dimensionnement

### A) Semelles isolées sous poteaux

Dans la phase de pré-dimensionnement, il est essentiel de prendre en compte uniquement l'effort normal maximal ( $N_s$  max) qui se manifeste à la base du poteau le plus fortement sollicité. Cet effort normal constitue le principal paramètre à considérer pour évaluer les charges verticales qui seront transmises à la fondation de ce poteau spécifique.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$N_{ser}$  : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS)

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

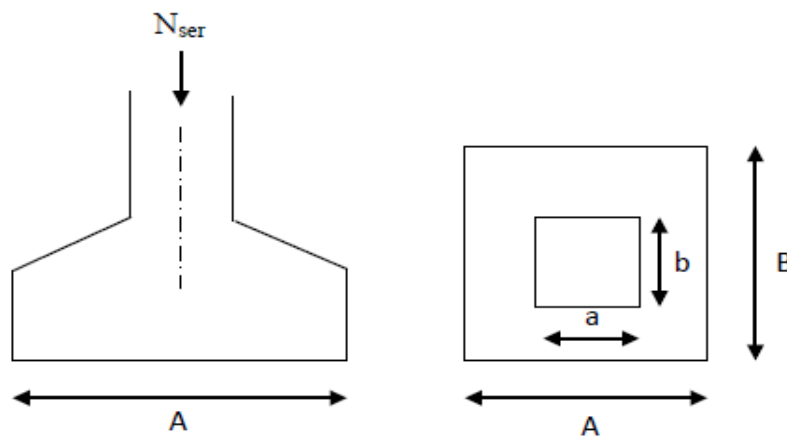


Figure VII.1 : Semelle isolée.

$$\text{Avec : } \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{45} = 0.89 = k \text{ donc : } A = B$$

$$\text{alors : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}} \text{ avec : } N_{ser} = 796.19KN, \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$\text{donc : } A = B \geq \sqrt{\frac{796.19}{0.89 \times 2 \times 10^2}} = 2.15$$

**Conclusion :**

Les dimensions des semelles isolées entraînent un chevauchement significatif, ce qui justifie le choix des semelles filantes.

**B) Semelles filantes****1. Semelles filantes sous voiles**

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- Avec :
- B : La largeur de la semelle.
  - L : Longueur de la semelle
  - G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré
  - S : Surface d'appui de la semelle (S = B x L)

**Surfaces des semelles filantes sous voiles**

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)**

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B (m)	S = BxL (m2)
VL1	1.20	1491.72	6.22	7.46
VL2	1.20	1491.72	6.22	7.46
VL3	1.20	1491.72	6.22	7.46
VL4	1.20	1491.72	6.22	7.46
VL5	1.20	1491.72	6.22	7.46
VL6	1.20	1491.72	6.22	7.46
VL7	1.20	1491.72	6.22	7.46
VL8	1.20	1491.72	6.22	7.46
VL9	1.70	475.41	1.40	2.38
VL10	1.70	475.41	1.40	2.38
<b>Total (m2)</b>				<b>64.42</b>

Tableau VII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B (m)	S = BxL (m2)
VT1	1.90	1265.87	3.33	6.33
VT2	1.90	1265.87	3.33	6.33
VT3	1.90	1265.87	3.33	6.33
VT4	1.90	1265.87	3.33	6.33
VT5	1.85	287.06	0.78	1.44
<b>Total (m2)</b>				<b>26.75</b>

La surface des semelles filantes sous voiles Asv (m2) 91.18

$S_v = \sum S_i = 64.42 + 26.75 = 91.18 \text{ m}^2$  et :  $S_v$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

## 2. Semelles filantes sous poteaux :

### ▪ Etape de calcul

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure  $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la hauteur de la semelle :  $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$   
Avec : L est distance entre nus des poteaux.
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
  - Si  $e \leq \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.
  - Si  $e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6ei}{L} \right) = q \left( \frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6ei}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6ei}{L} \right) = q \left( \frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6ei}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}}$

**Tableau VII.3 :** Résultante des charges sous poteaux.

Poteaux	Nser (KN)	Mi (KN.m)	ei (m)	Nser x ei (KN.m)
P1	446.44	-3.149	-0.007	-3.13
P2	796.19	-9.695	-0.012	-9.55
P3	796.19	-9.695	-0.012	-9.55
P4	796.19	-9.695	-0.012	-9.55
P5	796.19	-9.695	-0.012	-9.55
Somme	<b>3631.20</b>	<b>-41.929</b>		<b>-41.33</b>

On obtient :

La charge totale transmise par les poteaux est :  $R = \sum N_i = 36.31.20 \text{ KN}$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{L}{6} = \frac{14.85}{6} = 2.48 \text{ m} \\ e_i &= -0.0231 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_i = -0.0231 \text{ m} < e = 2.48 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{3631.20}{14.85} \left( 1 + \frac{6 \times (-0.0231)}{14.85} \right) = q \left( \frac{B}{4} \right) = \frac{3631.20}{14.85} \left( 1 + \frac{6 \times (-0.0231)}{14.85} \right) = 246.81 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{5408.92}{14.85} \left( 1 - \frac{6 \times (-0.0049)}{14.85} \right) = q \left( \frac{B}{4} \right) = \frac{5408.92}{14.85} \left( 1 - \frac{6 \times (-0.0049)}{14.85} \right) = 242.24 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{243.38}{2 \times 10^2} = 1,22 \text{ m}^2$$

On prend :  $B = 1,50 \text{ m}$ .

Nous aurons : La surface totale sous poteaux notée  $S_p$  :

$$S_p = B \times L \times n = 1,50 \times 14.85 \times 5 = 111.38 \text{ m}^2.$$

Avec  $n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 111.38 + 91.18 = 202.56 \text{ m}^2.$$

La surface totale de bâtiment :

$$S_{tb} = 14.85 \times 24.05 = 357.14 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{202.56}{357.14} \times 100 = 56.72 \%$$

**Donc :  $S_t > 50\% S_{bat}$**

### **Conclusion :**

Le rapport entre la surface des semelles filantes et la surface totale du bâtiment est de 56.72%, ce qui expose à un risque inévitable de chevauchement des semelles. Par conséquent, les semelles filantes ne sont pas une option viable. Il est donc impératif d'envisager la mise en place d'un radier général comme solution de fondation.

### **C) Radier nervuré**

Un radier nervuré est défini comme une fondation superficielle qui fonctionne de manière similaire à un plancher renversé. Ses appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature de la structure, et il est soumis à la réaction du sol ainsi qu'à son propre poids.

Les caractéristiques essentielles d'un radier nervuré sont les suivantes :

- Il est rigide dans son plan horizontal, assurant une répartition uniforme de la charge sur la fondation.
- Il permet une meilleure répartition linéaire des charges sur le sol de fondation.
- Sa mise en place est facilitée par rapport à d'autres types de fondations, notamment en ce qui concerne le coffrage.
- Sa construction est rapide, ce qui peut accélérer le calendrier du projet.
- Il semble mieux adapté pour faire face aux problèmes potentiels liés aux tassements ultérieurs, offrant une certaine résilience face à ces mouvements du sol.

**Pré dimensionnement du Radier :****1) Épaisseur de radier (nervures)**

L'épaisseurs de la nervures de radier «  $h_n$  » doit satisfaire aux conditions suivantes :

**- Formule empirique :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{375}{10} = 37.5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_n = 40 \text{ cm}$$

Avec :  $L_{\max}$  est distance entre deux nervures successifs ( $L_{\max}=3.75 \text{ m}$ )

**- Condition minimale d'épaisseur :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ ).

**- Selon les conditions forfaitaires :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{375}{8} \leq h_n \leq \frac{375}{5} \Rightarrow 46,88 \text{ cm} \leq h_n \leq 75 \text{ cm}$$

On prend :  $h_n = 75 \text{ cm}$ .

**2) Épaisseur de la dalle du radier ( $h_d$ ) :**

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{375}{20} = 18.75 \text{ cm}$$

On prend :  $h_d = 25 \text{ cm}$

**3) Épaisseur de la dalle flottante ( $h_t$ ) :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis})$$

$$7,5 \text{ cm} \leq h_t \leq 9,38 \text{ cm}$$

Soit :  $h_t = 10 \text{ cm}$  (hauteur pratique standard employée)

**4) Largeur de la nervure ( $b_n$ ) :**

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 75 \leq b_n \leq 0.7 \times 75 \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq b_n \leq 52,5 \text{ cm}$$

On opte pour :  $b_n = 55 \text{ cm}$

**Conclusion :**

Les choix définitifs des dimensions de radier sont les suivantes :

- La hauteur de la nervure suivant les deux sens :  $h_n = 75 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure :  $b_n = 55 \text{ cm}$
- La hauteur de la dalle de radier :  $h_d = 25 \text{ cm}$
- Dalle flottante :  $h_t = 10 \text{ cm}$

**5) Détermination de la surface nécessaire du radier :****Les charges :**

Charge permanente :  $G_{\text{batim}} = 16728 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :  $Q_{\text{batim}} = 4912.56 \text{ KN}$

**Les combinaisons :**

L'ELU :  $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 16728 + 1.5 \times 4912.56 = 29951.64 \text{ KN}$ .

L'ELS :  $G + Q = 49311,43 + 16728 = 21640.56 \text{ KN}$ .

**La surface de radier :**

$$\text{Etat limite ultime : } S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{29951.64}{1.33 \times 200} = 112.60 \text{ m}^2$$

$$\text{Etat limite de service : } S_{rad}^{ELS} = \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{21640.56}{200} = 108.20 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = \max ( S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS} ) = (112.60 ; 108.20) = 112.60 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 357.14 \text{ m}^2 > S_{radier} = 112.60 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

On remarque que la surface de bâtiment totale est supérieure à la surface nécessaire du radier dans ce cas on prévoit un débord minimale que nous imposent les règles de BAEL, il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{75}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit un débord de : } L_{\text{deb}}=50 \text{ cm dans les 4 sens.}$$

Donc on aura une surface totale de radier :  $S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

Avec :  $S_{\text{deb}} = (14.85 \times 0.5) \times 2 + (24.05 \times 0.5) \times 2 + (0.5 \times 0.5) \times 4 = 39.90 \text{ m}^2$

D'où  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 357.14 + 39.90 = 397.04 \text{ m}^2$

**Calcul des sollicitations à la base de radier :**➤ **Charge permanente :**• **Poids de bâtiment :**

$$G_{\text{bâtiment}} = 16728 \text{ KN}$$

• **Poids de radier :**

$P_{\text{radier}} =$  poids de la dalle de radier + poids de la nervures + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

• **Poids de la dalle de radier :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 397.04 \times 0.25 \times 25 = 2481.52 \text{ KN}$$

• **Poids de la nervure :**

$$P_{\text{nervure}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y)$$

$$P_{\text{nervure}} = 0.55 (0.75 - 0.25) \times (24.05 \times 5 + 14.85 \times 8) \times 25 = 1643.47 \text{ KN}$$

• **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{serv}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}} = (397.04 - 131.48) \times (0.75 - 0.25) \times 17 = 3319.56 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nervures}} = 0,55 \times (0,75 - 0,25) (24,05 \times 5 + 14,85 \times 8) = 131,48 \text{ m}^2$$

$$\text{Le poids de la TVO : } \rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$$

• **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times e_p \times \rho_{\text{beton}} = (397,04 - 131,48) \times 0,10 \times 25 = 663,91 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } G_{\text{radier}} = P_d + P_{\text{ner}} + P_{\text{tvo}} + P_{\text{flottante}}$$

$$G_{\text{radier}} = 2481,52 + 1643,47 + 3319,56 + 663,91 = 8108,46 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge du bâtiment et de radier :**

$$Q_{\text{bâtiment}} = 4912,56 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = \text{surchage d'exploitation de RDC} \times \text{surface de radier} = 1,5 \times 397,04 = 595,56 \text{ KN}$$

➤ **Poids totale de la structure :**

$$G_t = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 16728 + 8108,46 \text{ KN} = 24836,46 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 4912,56 + 595,56 = 5508,12 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$\text{ELU : } N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 24836,46 + 1,5 \times 5508,12 = 41791,41 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 24836,46 + 5508,12 = 30344,58 \text{ KN}$$

**Vérification :**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1.1)**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{cj}, 4 \text{ MPa} \right\}$  en Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5, 4 \text{ MPa} \} = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } b = 100 \text{ cm ; } d = 0,9 h_d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{41791.41 \times 1}{397.04} \times \frac{3.75}{2} = 197.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{197.36 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

**a. Calcul des caractéristiques géométriques de radier**

• **Calcul du centre de gravité du radier**

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX et YY).

$$X_G = \frac{\text{longueur de bâtiment}}{2} = \frac{24.05}{2} = 12.03 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur de bâtiment}}{2} = \frac{14.85}{2} = 7.43 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{24.05 \times 14.85^3}{12} = 6563.16 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{14.85 \times 24.05^3}{12} = 17214.34 \text{ m}^4$$

**b. Vérifier la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \times \mathbf{Z} \quad \text{Avec : } \mathbf{M}_0 : \text{Moment sismique à la base du bâtiment.}$$

$\mathbf{T}_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$\mathbf{Z}$  : Profondeur de l'infrastructure.

Tableau VII.4 : Calcul du moment de renversement

Sollicitations		M <sub>0</sub> (KN.m)	T <sub>0</sub> (KN)	Z(m)	M (KN.m)
Sens	xx	18881.06	1111.73	0.75	<b>18889.40</b>
	yy	20554.15	1205.27	0.75	<b>20563.19</b>

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \text{avec } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Avec : **V** : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

**I** : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$S_{\text{rad}} = 397,04 \text{ m}^2; N_u = 41791,41 \text{ KN}; N_s = 30344,58 \text{ KN}$$

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes du sol sous le radier :

		ELU				ELS			
Contraintes		$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$1,33\sigma_{\text{sol}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{sol}}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Sens	XX	118.45	92.06	111.85	266.00	89.62	63.23	83.02	200.00
	YY	128.52	81.99	116.89	266.00	53.16	88.06	145,63	200.00

➤ Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91modifié 99] :

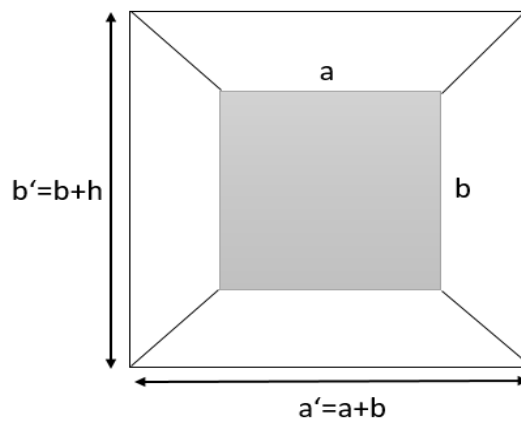
Il s'agit de vérifier que :  $N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :  $N_u$  : Charge calculer 1 à l'ELU pour le poteau ou le voile

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$h$  : hauteur de la nervure égale à 0,9m.

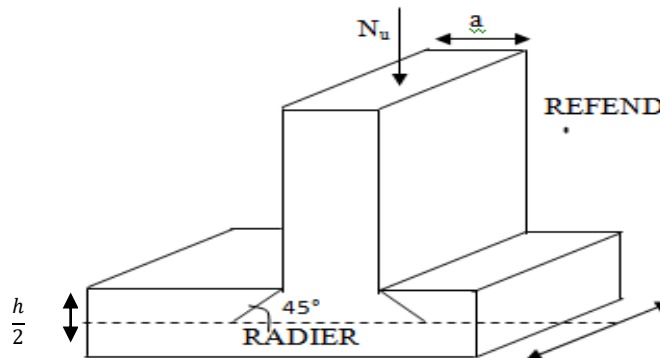
**Poteaux :**



**Figure VII.2:** Périmètre utile des poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,40 + 0,45 + 2 \times 0,75) = 4,70\text{m.} \\ N_u = 1110,55 \text{ KN} \\ N_u = 1110,55 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 4,70 \times 0,75 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 2643,75 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Voile :**



**Figure VII.3 :** Périmètre utile des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c = 2(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0.2+1.6+2 \times 0.75) = 5.80 \text{ m.} \\ N_u = 2063.73 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$N_u = 2063.73 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 6.60 \times 0.75 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 3262.50 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ La stabilité est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Vérification de l'effort de sous pression [Art.3.634 / DTR-BC 2.331] :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier :  $P > P'$

$P = 24836.46 \text{ KN}$  (poids total du bâtiment à la base du radier).

$$P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{rad}} \times Z$$

Avec :

- $\alpha$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha=1.5$ ).
- $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w=10 \text{ KN/m}^3$ ).
- $Z$  : profondeur de l'infrastructure ( $h=90\text{cm}$ ).

$$P' = 1.50 \times 10 \times 397.04 \times 0.75 = 4466.73 \text{ KN}$$

$$P = 24836.46 \text{ KN} > P' = 4466.73 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

❖ **Ferraillage du radier**

Le radier est conçu pour opérer comme un plancher inversé, et le calcul de son armature sera effectué en suivant les méthodes détaillées dans la version révisée de la norme [B.E.A.L 91, édition 1999].

### ❖ Ferraillage de la dalle du radier

Lors de l'analyse de la dalle du radier, on la considérera comme un panneau rectangulaire uniformément chargé, prenant appui sur ses quatre côtés. Il convient de distinguer deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :**  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens ;

**2<sup>eme</sup> Cas :**  $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens;

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$ .
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$ .

Les coefficients  $\mu_x$   $\mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  ;  $L_x < L_y$

#### **Remarque**

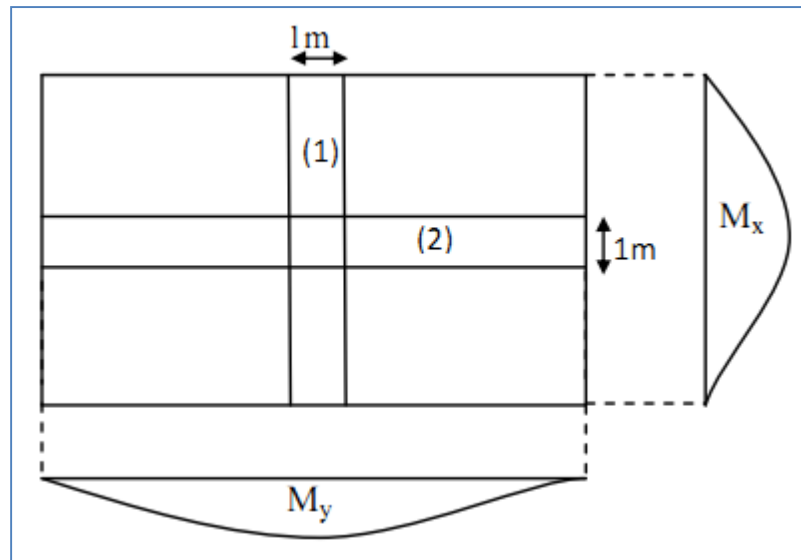
Étant donné que les panneaux sont soumis à des charges assez similaires, dans le but d'homogénéiser l'armature et de simplifier la mise en œuvre, on choisit la même section d'armatures pour tous, en se basant sur le panneau le plus sollicité lors des calculs.

#### **Identification du panneau le plus sollicité :**

$L_x = 3.50 \text{ m}$  ;  $L_y = 3.75 \text{ m}$  donc :

$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.50}{3.75} = 0.93 < 1 \Rightarrow$  Le panneau travaille dans les deux sens ;

Dans ce cas on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91 modifié 99, on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la plus petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$ .
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$ .

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD

**Remarque :**

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$  qui est la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**Tableau VII.6 :** Contraintes maximales reprises par le radier.

	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_m$ (KN/m)
<b>ELU</b>	116.89	96.47
<b>ELS</b>	88.06	67.64

**A L'ELU:**  $q_m^u = \sigma_m$  (ELU) -  $\frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (116.89 - \frac{8108.46}{397.04}) \times 1m = 96.47KN/ml$ .

**A L'ELS:**  $q_m^s = \sigma_m$  (ELS) -  $\frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (88.06 - \frac{8108.46}{397.04}) \times 1m = 67/64 KN/ml$

• Détermination des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  en fonction  $\nu$  et  $\rho_x$  :

$$\rho_x=0.93 \quad ; \quad \nu=0 \text{ (ELU)} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,841 \end{cases}$$

• Calcul des moments  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :

$$M_{0x}=0,0428 \times 96.47 \times 3.5^2 = 50.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y}=0,841 \times 50.58 = 42.54 \text{ KN.m}$$

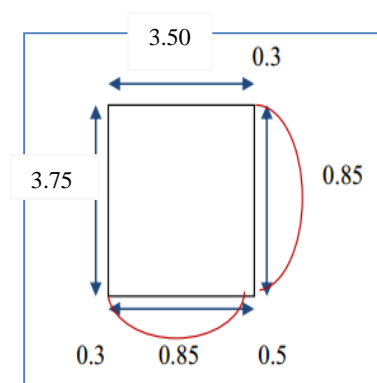
• Correction des moments :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de

L'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments

Isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,85** : pour les moments des travées de rive,
- **0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires,
- **0,30** : pour les moments sur appuis de rive.



✓ Moments aux appuis :  $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 50.58 = 25.29 \text{ KNm} \\ M_y^a = 0.5 \times 42,54 = 21.27 \text{ KNm} \end{cases}$

✓ Moments en travées :  $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 143,48 = 42.99 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 117,51 = 36.16 \text{ KNm} \end{cases}$

## Calcul des armatures

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.7 :** Calcul de la section d'armatures.

		Moments (KN.m)	Valeur de $\mu$	Type de section	Valeur de $\beta$	Section d'armature A (cm <sup>2</sup> )	Section choisie Armatures A <sub>a</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	Sur appuis	25.29	0,037 < $\mu_1=0.392$	SSA	0.981	3.37	5HA14 = 7.70
	En travée	42.99	0,177 < $\mu_1=0.392$	SSA	0,902	5.81	5HA14 = 7.70
Sens yy	Sur appuis	21.27	0,085 < $\mu_1=0.392$	SSA	0,955	2.82	5HA14 = 7.70
	En travée	36.16	0,145 < $\mu_1=0.392$	SSA	0,922	4.86	5HA14 = 7.70

Avec :  $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$  ;  $f_{bu} = 14.2 MPa$  ;  $b=100cm$  ;  $d=22cm$ .

$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$  ;  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$  et :  $\beta$  tiré dans les tableaux en fonction de  $\sigma_{st}$  et  $\mu$ .

## Vérifications à l'ELU

- **Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91révisé 99]:**

Armatures parallèles au petit coté

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \frac{bd\omega_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x^{min} \geq \frac{100 \times 22 \times 0.0008(3 - 0.93)}{2} = 1.82 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $\omega_0$  : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm
- $b=100cm$  ;  $d=22 \text{ cm}$  ;  $\rho=0,93$

**Armatures parallèles au grand coté :**

$$\omega_y = \frac{A_y^{min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{mi} \geq \omega_0 bd = 0.0008 \times 22 \times 100 = 1.76 \text{ cm}^2$$

**Tableau VII.8** : vérification de la condition de non fragilité :

		<b>A<sub>adoptée</sub></b>	<b>A<sub>min</sub></b>	<b>Observation</b>
Sens XX	Sur appuis	7.70	1.82	Condition vérifiée
	En travée	7.70	1.82	Condition vérifiée
Sens YY	Sur appuis	7.70	1.82	Condition vérifiée
	En travée	7.70	1.82	Condition vérifiée

- **Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99] :**

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

- La direction la plus sollicité x-x :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (75; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{On prend : } S_t = 25\text{cm ;}$$

- La direction moins sollicité y-y :

$$S_t \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (100\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{on pend: } S_t = 25 \text{ cm;}$$

### Vérification à L'ELS

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

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

### Calcul des moments $M_{0x}$ et $M_{0y}$ à l'ELS

$$\rho_x = 0.93 ; \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0500 \\ \mu_y = 0.891 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0500 \times 67.64 \times (3.50)^2 = 41.43 \text{ KN/m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.891 \times 41.43 = 36.91 \text{ KN/m.}$$

Correction des moments :

✓ Moments aux appuis :  $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 41.43 = 20.71 \text{ KN/m.} \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 0.5 \times 36.91 = 18.46 \text{ KN/m.} \end{cases}$

✓ Moments en travées :  $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 41.43 = 35.21 \text{ KN/m.} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 36.91 = 31.37 \text{ KN/m.} \end{cases}$

**Calcul des contraintes**

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.9** : Calcul des contraintes

		M <sub>s</sub> (KN/m)	A (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
	Aux appuis	20.71	7.70	0,35	39.35	0.908	134.64	3.42	15	CV
	En travée	18.46	7.70	0,35	39.35	0.908	120.01	3.04		CV
Sens YY	Aux appuis	35.21	7.70	0,35	39.35	0.908	228.91	5.817		CV
	En travée	31.37	7.70	0,35	39.35	0.908	203.94	5.18		CV

Avec :  $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$  ;  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$  ;  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$  ; β<sub>1</sub> et K<sub>1</sub> tiré dans un tableau en fonction de ρ<sub>1</sub>.

**Ferraillage du débord**

Le débord est traité comme une console rectangulaire exposée à une charge uniformément répartie, comme cela est représenté dans la figure ci-dessous. Les calculs seront effectués pour une bonde d'une longueur de 1 mètre.

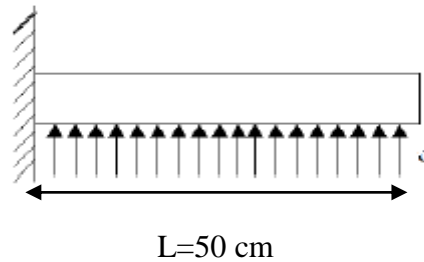


Figure VII.4 : Schéma statique du débord.

$$\text{A L'ELU: } M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = -\frac{96.47 \times 0.5^2}{2} = -12.06 \text{ KN/m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{67.64 \times 0.5^2}{2} = -8.45 \text{ KN/m}$$

### ➤ Calcul des armatures

#### Armatures principales

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 22 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.06 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.017 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.06 \times 10^3}{0,992 \times 225 \times 348} = 0.16 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_u = 5 \text{ HA8} = 2.52 \text{ cm}^2$

#### Remarque

Les armatures de la dalle sont nettement plus abondantes que celles requises pour le débord. Afin d'assurer une uniformité de l'armature et de simplifier le processus, les armatures de la dalle seront prolongées et serviront donc également de ferrailage pour le débord

Finalement le ferrailage de débord est :

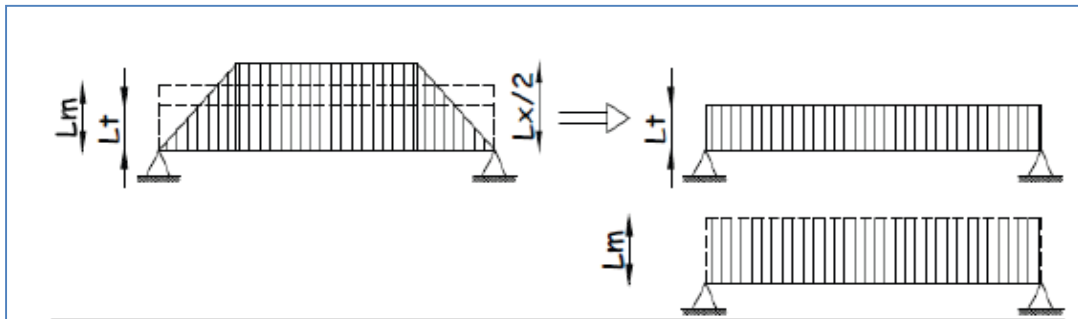
Sens X : 5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup>

Sens-Y : 5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup>

**Ferrailage de la nervure**

Pour prévenir tout risque de soulèvement du radier vers le haut, des nervures (ou raidisseurs) seront intégrées dans les deux sens. Ces nervures seront dimensionnées en tant que poutres continues, prenant en charge les charges provenant des dalles. Les réactions du sol seront transférées aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour calculer les efforts internes maximaux, on simplifiera ces types de chargement en les transformant en répartitions uniformes, ce qui revient à déterminer la largeur de dalle ( $L_m$ ) qui produirait le même moment et la même force tranchante qu'un diagramme rectangulaire équivalent au diagramme trapézoïdal. Dans ce cas, le calcul devient plus conventionnel.



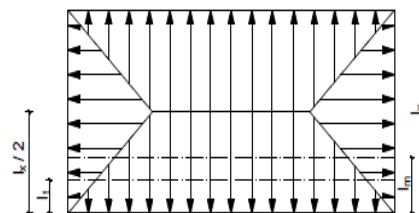
**Figure VII.5 :** Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

**1er Cas : Chargement trapézoïdale :**

Moment fléchissant :  $I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant :  $I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

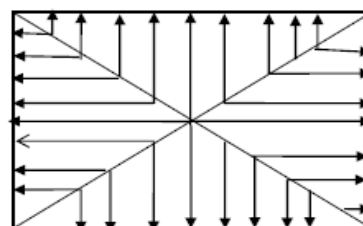


**Figure VII.6 :** Répartition trapézoïdale.

**2ème Cas : Chargement triangulaires :**

Moment fléchissant :  $I_m = 0.333xI_x$

Effort tranchant :  $I_t = 0.25xI_x$



**Figure VII.7 :** Répartition triangulaire.

Nous avons :  $b_n = 55 \text{ cm}$ ,  $h_n = 75 \text{ cm}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$  ;  $q_u = 78.93 \text{ KN/m}^2$  ;  $q_s = 50.10 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul des charges**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left( 111.85 - \frac{8108.46}{397.04} - \frac{1643.47}{131.48} \right) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{78.93 \text{ KN/ml}}$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left( 111.85 - \frac{8108.46}{397.04} - \frac{1643.47}{131.48} \right) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{50.10 \text{ KN/ml}}$$

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux ci-après.

Tableau VII. 10. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X) :

									Moment			Effort Tranchant		Moment		Ty		
	Lx	Ly	P	charge	lm	Lt	qu	qs	Qu	Qs		Qu	Qs		somme Qu	somme Qs	somme Qu	somme Qs
A B	3. 4	3.5	0.9 7	Triangle	1.1 3	0.8 5	138.9 8	92.9 5	157.35	105.2 4		118.13	79.0 1		314.71	210.48	236.27	158.02
	3. 4	3.7 5	0.9 1	Triangle	1.1 3	0.8 5	138.9 8	92.9 5	157.35	105.2 4		118.13	79.0 1					
B C	3. 2	3.5	0.9 1	Triangle	1.0 7	0.8 7	138.9 8	92.9 5	148.10	99.05		120.71	80.7 3		296.19	198.10	248.21	166.00
	3. 2	3.7 5	0.8 5	Triangle	1.0 7	0.9 2	138.9 8	92.9 5	148.10	99.05		127.49	85.2 7					
C D	3. 5	3.5	1.0 0	Triangle	1.1 7	0.8 8	138.9 8	92.9 5	161.98	108.3 3		121.61	81.3 3		323.96	216.67	251.32	168.08
	3. 5	3.7 5	0.9 3	Triangle	1.1 7	0.9 3	138.9 8	92.9 5	161.98	108.3 3		129.71	86.7 5					
D E	3. 4	3.5	0.9 7	Triangle	1.1 3	0.8 7	138.9 8	92.9 5	157.35	105.2 4		121.51	81.2 6		314.71	210.48	250.67	167.65
	3. 4	3.7 5	0.9 1	Triangle	1.1 3	0.9 3	138.9 8	92.9 5	157.35	105.2 4		129.16	86.3 8					
EF	3. 5	3.5	1.0 0	Triangle	1.1 7	0.8 8	138.9 8	92.9 5	161.98	108.3 3		121.61	81.3 3		323.96	216.67	243.22	162.66
	3. 5	3.7 5	0.9 3	Triangle	1.1 7	0.8 8	138.9 8	92.9 5	161.98	108.3 3		121.61	81.3 3					
FG	3. 2	3.5	0.9 1	Triangle	1.0 7	0.8 7	138.9 8	92.9 5	148.10	99.05		120.71	80.7 3		296.19	198.10	248.21	166.00

	3.2	3.75	0.85	Triangle	1.07	0.92	138.98	92.95	148.10	99.05		127.49	85.27					
G H	3.4	3.5	0.97	Triangle	1.13	0.85	138.98	92.95	157.35	105.24		118.13	79.01		314.71	210.48	247.29	165.39
	3.4	3.75	0.91	Triangle	1.13	0.93	138.98	92.95	157.35	105.24		129.16	86.38					
D E	3.4	3.5	0.97	Triangle	1.13	0.87	138.98	92.95	157.35	105.24		121.51	81.26		314.71	210.48	250.67	167.65
	3.4	3.75	0.91	Triangle	1.13	0.93	138.98	92.95	157.35	105.24		129.16	86.38					

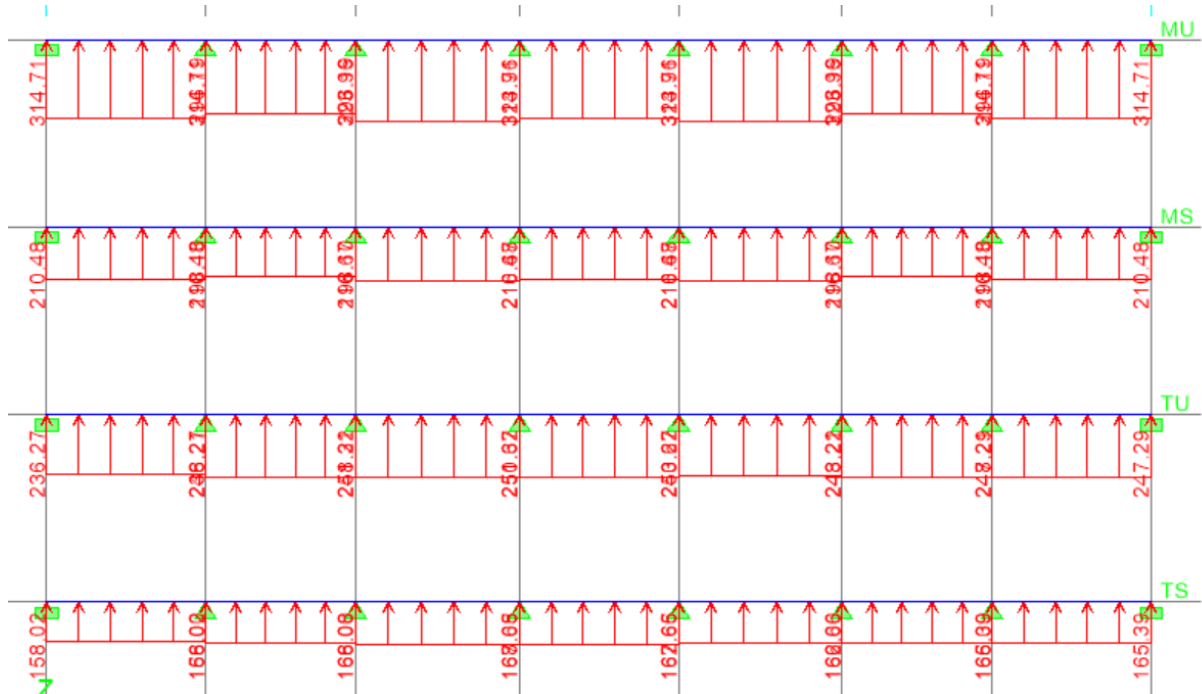
Tableau VII. 11. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y) :

									Moment			Effort Tranchant		Moment		Ty	
	Lx	Ly	P	charge	lm	Lt	qu	qs	Qu	Qs	Qu	Qs	somme Qu	somme Qs	somme Qu	somme Qs	
1-2	3.5	3.75	0.93	Trapèze	1.24	0.93	78.93	50.1	98.02	62.22	73.67	46.76					
	3.4	3.75	0.91	Triangulaire	1.13	0.85	78.93	50.1	89.36	56.72	67.09	42.59	187.38	118.94	140.76	89.35	
2-3	3.5	3.5	1.00	Triangulaire	1.17	0.88	78.93	50.1	91.99	58.39	69.06	43.84	181.36	115.11	136.15	86.42	
	3.4	3.5	0.97	Triangulaire	1.13	0.85	78.93	50.1	89.36	56.72	67.09	42.59					
3-4	3.5	3.45	1.01	Triangulaire	1.17	0.88	78.93	50.1	91.99	58.39	69.06	43.84	181.36	115.11	136.15	86.42	
	3.4	3.45	0.99	Triangulaire	1.13	0.85	78.93	50.1	89.36	56.72	67.09	42.59					
4-5	3.5	3.75	0.93	Trapèze	1.24	0.93	78.93	50.1	98.02	62.22	73.67	46.76	187.38	118.94	140.76	89.35	
	3.4	3.75	0.91	Triangulaire	1.13	0.85	78.93	50.1	89.36	56.72	67.09	42.59					

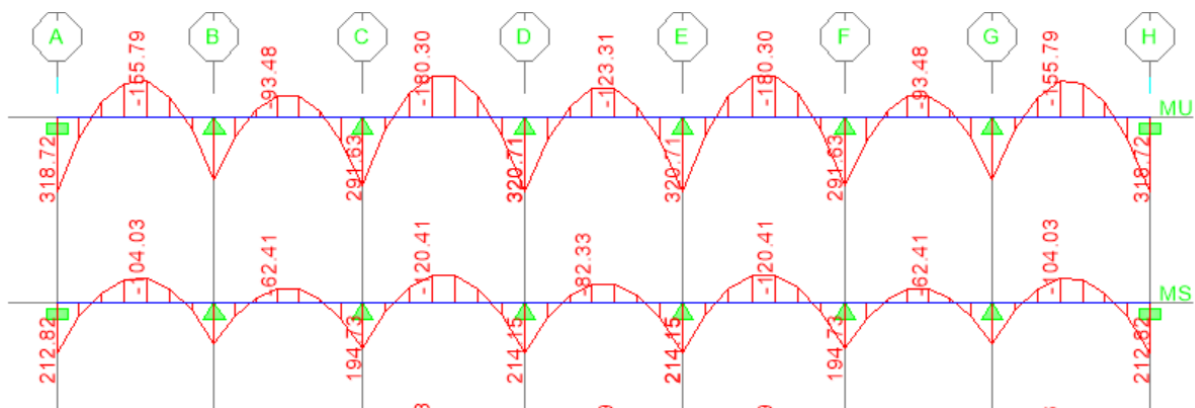
• **Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivant :

- **Sens longitudinal « X-X » :**



**Figure VII. 8 :** Les valeurs des chargements pour les différents cas



**Figure VII. 9 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

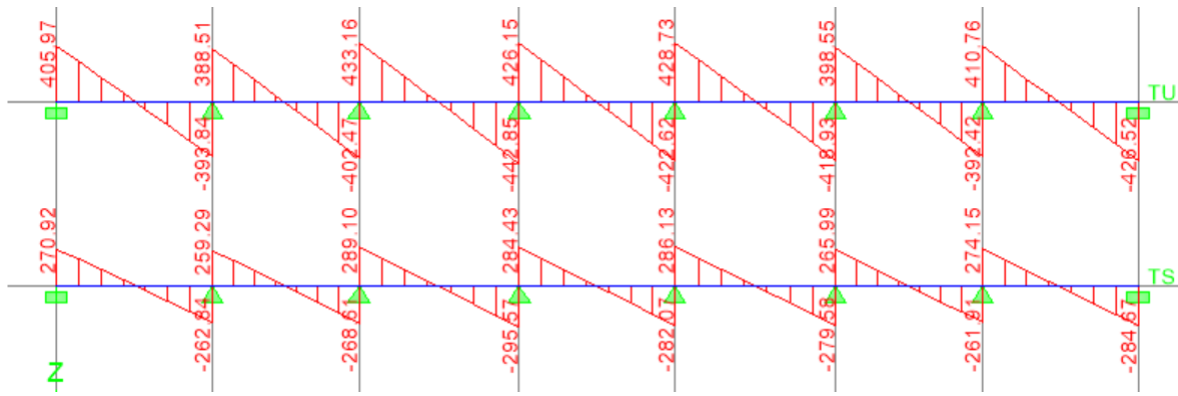


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

- Sens transversal « Y-Y » :

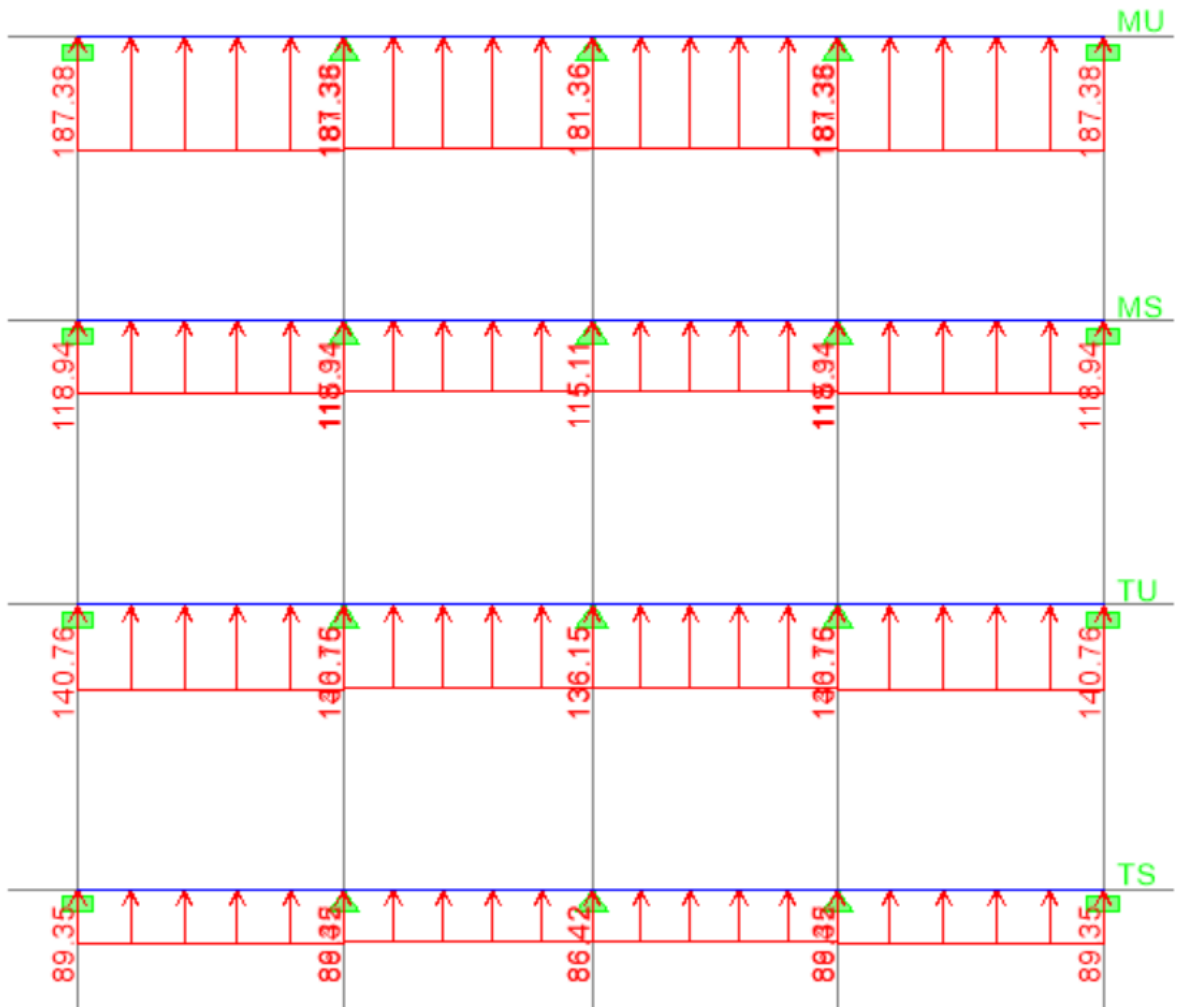


Figure VII. 11 : Les valeurs des chargements pour les différents cas.

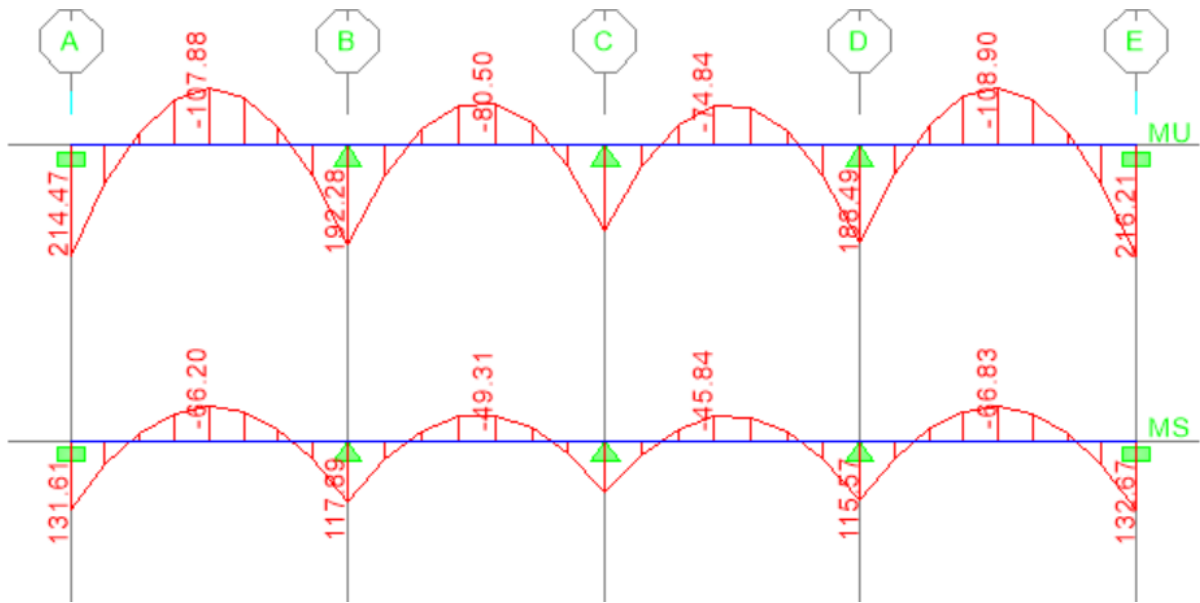


Figure VII. 12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS.

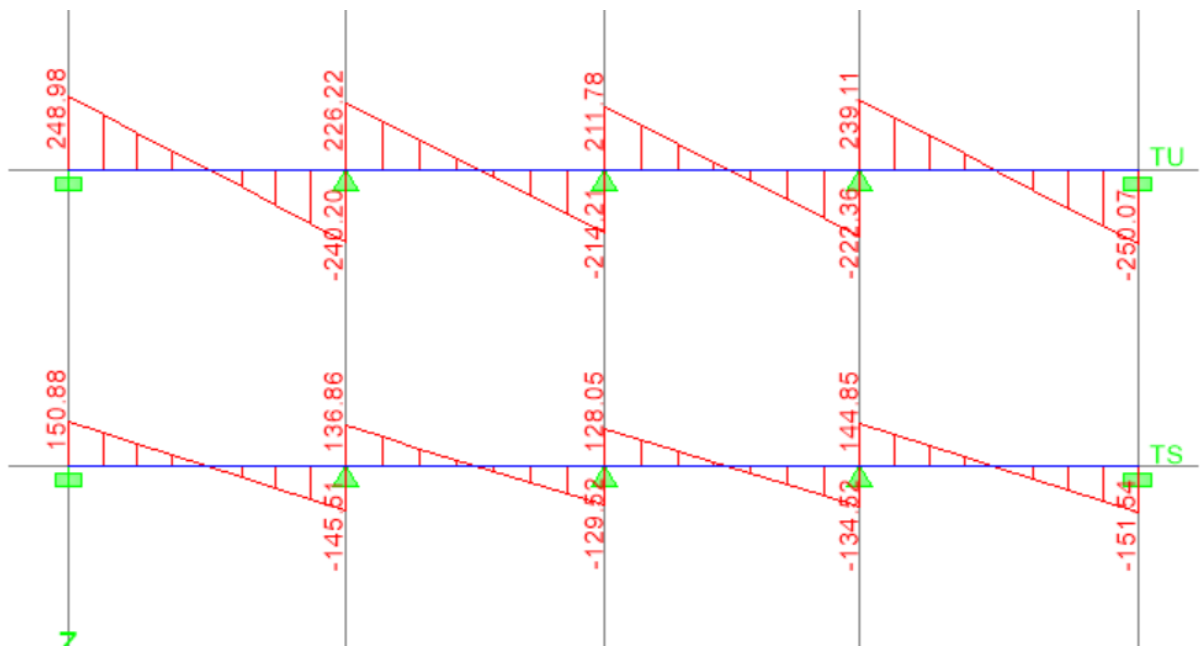


Figure VII.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS.

**Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :**➤ **Sens longitudinal « x-x » :****Tableau VII.12.** Moments fléchissant sens x-x :

	ELU	ELS
$M_{app}(KN.m)$	320.71	214.15
$M_t (KN.m)$	-180.30	-120.41

**Tableau VII.13.** Efforts tranchants sens x-x :

	ELU	ELS
$T_{sup} (KN.m)$	433.16	289.10
$T_{inf} (KN.m)$	-442.85	-295.57

➤ **Sens transversal « y-y » :****Tableau VII.14.** Moments fléchissant sens y-y :

	ELU	ELS
$M_{app}(KN.m)$	214.47	132.67
$M_t(KN.m)$	-108.90	-66.83

**Tableau VII.15.** Efforts tranchants sens y-y :

	ELU	ELS
$T_{sup}(KN.m)$	248.98	150.88
$T_{inf} (KN.m)$	-250.07	-151.54

➤ Calcul des armatures :

- Armatures longitudinales

Sens X-X :  $M_a^{max} = 320.71 \text{ KN.m}$  ;  $M_t^{max} = 180.30 \text{ KN.m}$

$b_n=55 \text{ cm}$  ;  $h_n=75 \text{ cm}$  ;  $d= h-c=75-5=70\text{cm}$  ;  $f_{bu}=14.2\text{MPa}$  ;  $\sigma_{st}=348 \text{ MPa}$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{320.71 \times 10^3}{55 \times 70^2 \times 14.2} = 0,084$$

$\mu=0,084 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

$\mu=0,084 \Rightarrow \beta=0,956$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{320.71 \times 10^3}{0.956 \times 70 \times 348} = 13.77 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a= 5 \text{ HA20 fil} = 15.71 \text{ cm}^2$ .

En travée :

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{180.30 \times 10^3}{55 \times 70^2 \times 14.2} = 0,047$$

$\mu=0,047 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

$\mu=0,047 \Rightarrow \beta= 0,975$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{180,30 \times 10^3}{0,975 \times 70 \times 348} = 7.59 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t= 5 \text{ HA20 fil} = 15.71 \text{ cm}^2$

Sens Y-Y :  $M_a^{max} = 214.47 \text{ KN.m}$  ;  $M_t^{max} = 108.90 \text{ KN.m}$

$b_n=55 \text{ cm}$  ;  $h_n=75 \text{ cm}$  ;  $d=70 \text{ cm}$  ;  $f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st}= 348 \text{ Mpa}$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{214.47 \times 10^3}{55 \times 70^2 \times 14.2} = 0,056$$

$\mu=0,056 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA) donc:  $\mu=0,056 \Rightarrow \beta=0,971$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{214.47 \times 10^3}{0,971 \times 70 \times 348} = 9.07 \text{ cm}^2$$

Soit :  **$A_a= 5 \text{ HA16 fil} = 10.05 \text{ cm}^2$**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{108.90 \times 10^3}{55 \times 70^2 \times 14.2} = 0,028$$

$\mu=0.028 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

$\mu=0,028 \Rightarrow \beta=0,986$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{108.90 \times 10^3}{0,986 \times 70 \times 348} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Soit :  **$A_t= 5 \text{ HA16 fil} = 10.05 \text{ cm}^2$**

Les résultats des ferrailrages sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	5 HA20 fil= 15.71 cm <sup>2</sup>	5 HA16 fil = 10.05cm <sup>2</sup>
Travée	5 HA20 fil= 15.71 cm <sup>2</sup>	5 HA16 fil= 10.05cm <sup>2</sup>

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \Rightarrow \phi_1 = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/ modifié 2003) :**

**Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_n}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 18.75 ; 24 \} = 18.75 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Avec :  $\phi_1$  le plus petit diamètre utilisé dans l'armature longitudinale.

**Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{75}{2} = 37.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

**Zone nodale**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **6 HA10 = 4.71 cm<sup>2</sup>**.

**Zone courante**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.46 \text{ cm}^2$$

• Donc on adopte **6 HA10 = 4.71 cm<sup>2</sup>**.

**Armatures de peau :**

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à **3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur** de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :  $A_p = 3 \left[ \frac{\text{cm}^2}{1 \text{ ml}} \right] \rightarrow$  Soient : **A p = 2 HA14 = 3,08 cm<sup>2</sup>**.

**Vérification à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 70 \times 2.1}{400} = 4.65 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} \Rightarrow$  Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = \{2,5 MPa; 4MPa\} = 2,5 MPa$$

**Sens X-X :**  $T_u = 442.85 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{442.85 \times 10^3}{550 \times 700} = 1.15 < 2,5 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sens Y-Y :**  $T_u = 250.07 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{250.07 \times 10^3}{550 \times 700} = 0.65 MPa < 2.5 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

Avec : coefficient de scellement ( $\Psi_s = 1.5$  pour les aciers de HA)

$$\sum U_i = \pi n \phi \quad \text{La somme des périmètres utiles des barres.}$$

Avec :  $\phi$  : le diamètre maximale des armatures transversale

$n$  : le nombre des barres longitudinales de la nervure transversale.

**Nervure longitudinale :**

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 5 \times 20 = 314 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{442.85 \times 10^3}{0.9 \times 700 \times 314} = 2.24 MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa$$

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

**Nervure transversale :**

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 5 \times 16 = 251.2 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{250.07 \times 10^3}{0.9 \times 700 \times 251.2} = 1.58 MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa$$

**Vérification à L'ELS :**

- **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier (Art 4.3.5 BAEL91 modifié 99)**

Dans les aciers : on doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

Dans le béton : on doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b$

Avec  $\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$ .

Avec :  $\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$  ;  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$  ;  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

;  $\beta_1$  et  $K_1$  tiré dans un tableau en fonction de  $\rho_1$ .

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

**Tableau VII.16.** Calcul des contraintes :

		$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs.
Sens XX	Appuis	214.15	15.71	0,408	36.02	0,902	215.89	5.99	15	CV
	Travée	120.41	15,71	0,408	36.02	0,902	121.39	3.37		CV
Sens YY	Appuis	150.88	10.05	0,261	45.98	0,918	233.63	5.08		CV
	Travée	151.54	10.05	0,261	45.98	0,918	234.65	5.10		CV

Le tableau suivant résume les sections de ferrailage choisies au définitif.

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	5 HA20 fil = 15.71 cm <sup>2</sup>	5 HA16 fil = 10.05 cm <sup>2</sup>
Travée	5 HA20 fil = 15.71 cm <sup>2</sup>	5 HA16 fil = 10.05 cm <sup>2</sup>

# **Conclusion générale**

## Conclusion générale

---

Ce mémoire de fin d'études a constitué une étape essentielle dans notre formation en génie civil. Il nous a permis de mobiliser nos compétences pour réaliser l'étude complète d'un bâtiment en béton armé, en passant par le pré-dimensionnement, le calcul des éléments porteurs, la modélisation numérique, et la vérification des exigences réglementaires.

L'utilisation du logiciel ETABS a facilité l'analyse structurale globale du bâtiment et a permis de vérifier sa conformité aux exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/2003). Des éléments spécifiques comme les planchers, escaliers, poutres de chaînage ou voiles ont été dimensionnés selon les normes en vigueur, avec élaboration des plans de ferrailage nécessaires.

Ce travail a ainsi mis en lumière l'importance de la modélisation rigoureuse, de la maîtrise des outils de calcul, et de la compréhension fine des règles de conception parasismique pour garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

En conclusion, ce projet nous a offert une expérience complète et formatrice dans le calcul des bâtiments, en lien direct avec les responsabilités d'un futur ingénieur chargé de la conception et du dimensionnement des structures dans un environnement réel et contraint.

# Bibliographie

## Règlements :

- Règles parasismique Algérienne RPA99/version 2003
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91/modifiée 99
- Document technique règlementaire (DTR B.C.2.2) charge permanentes et charge d'exploitation

## Logiciels :

- ETABS 9.6.0
- AUTOCAD2019
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- Logiciels Microsoft Office

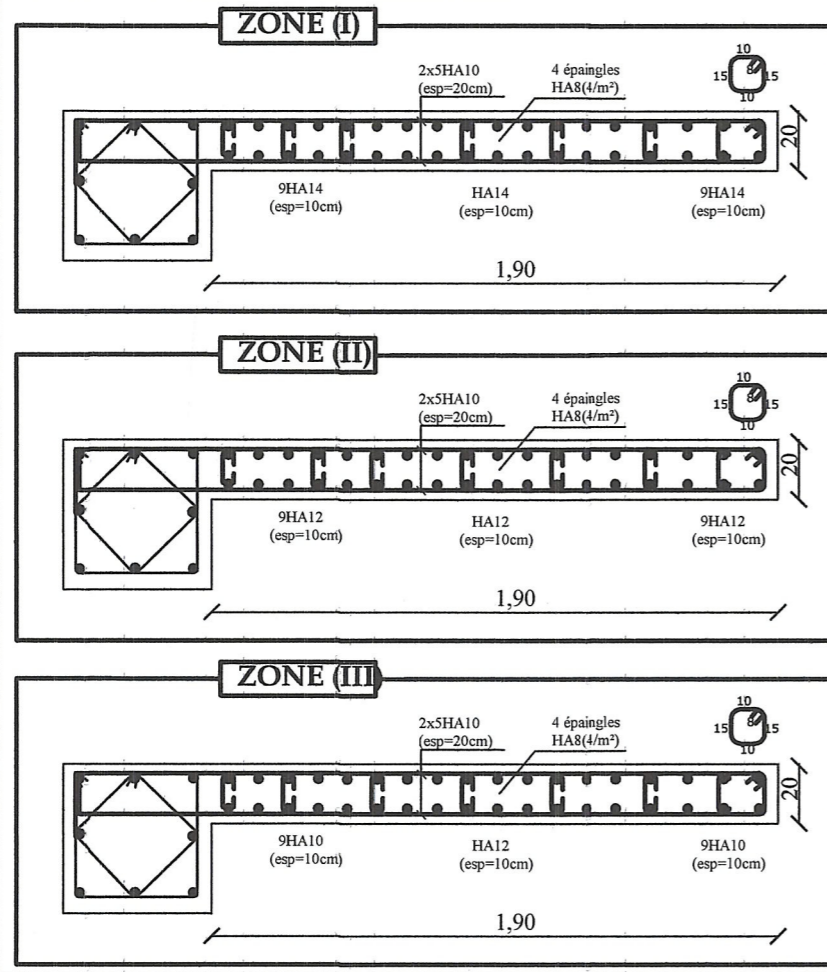
## Ouvrages :

- Les abaques de PIGEAUD
- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- Calcul des ouvrages en béton armé M. Belazougui
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

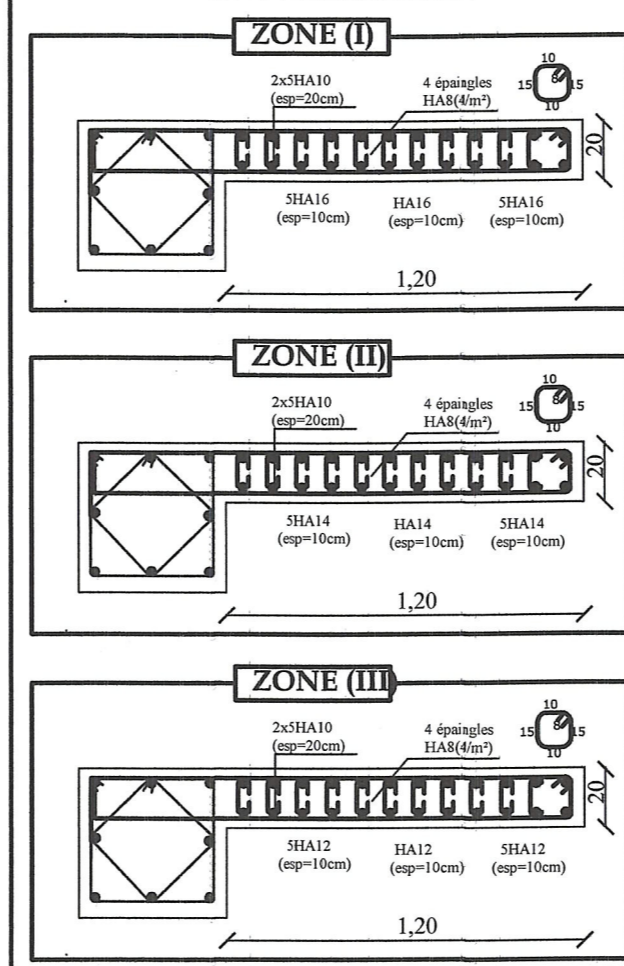
## Normes et Documents Techniques :

- RPA 99 version 2003 : Règles parasismiques algériennes
- DTR BC 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation
- BAEL 91 modifié 99 : Calcul des éléments et des structures des bâtiments
- DTR B.C. 2-4-1 (CBA 93) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2-331 : Règles de calcul des fondations superficielles
- DTU 75-1 / 1978 : Document technique unifié.

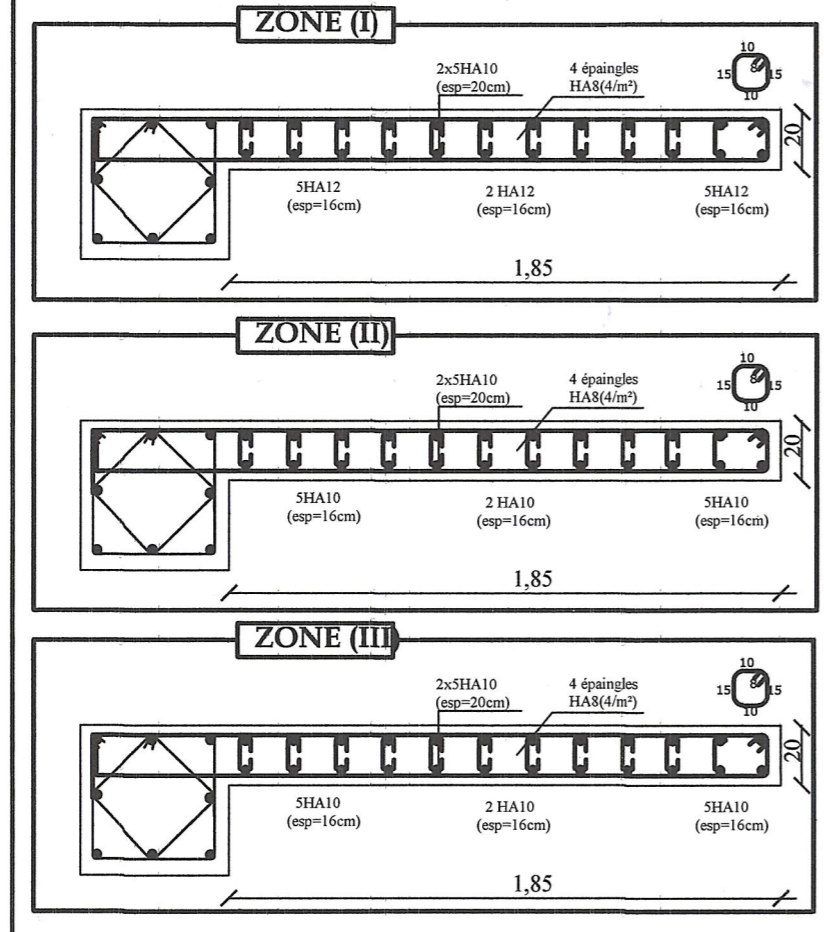
Voile Transversal :VT2  
L=1,90m



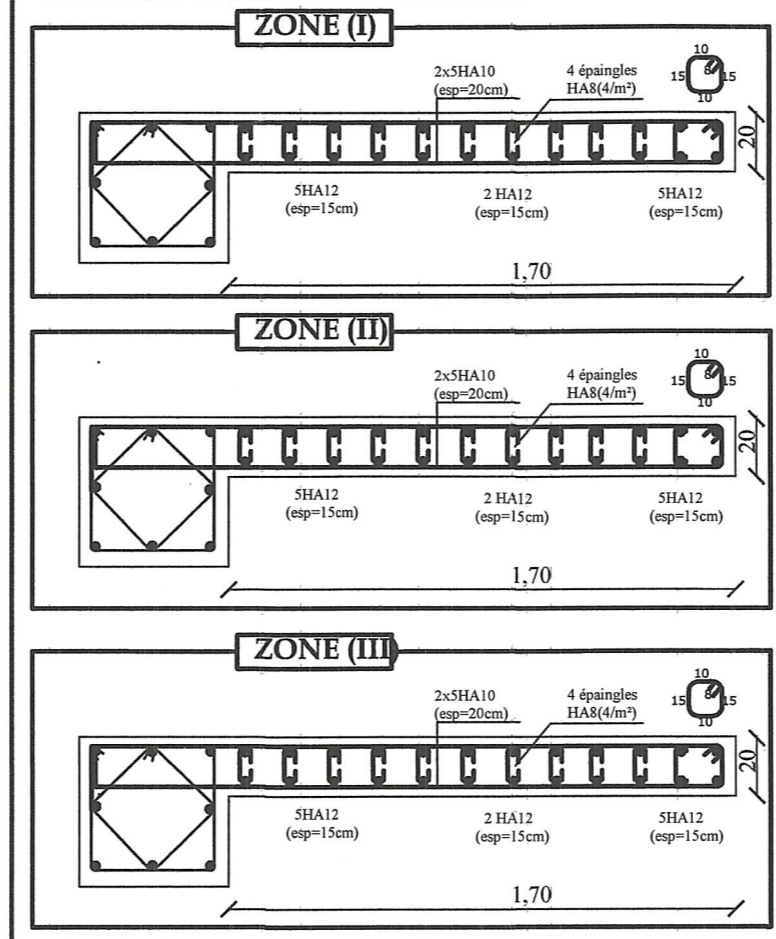
Voile Longitudinal :VL1  
L=1,20m



Voile Transversal :VT1  
L=1,85m



Voile Longitudinal :VL2  
L=1,70m



Université Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou  
Faculté Du Génie De La Construction  
Département de Génie Civil

Titre : Ferrailage des voiles

Etudié par :

Mlle. GUESSAB Sabrina

Dirigé par :

Mme.BELAZOUZ. L.

Echelle°: 1/50

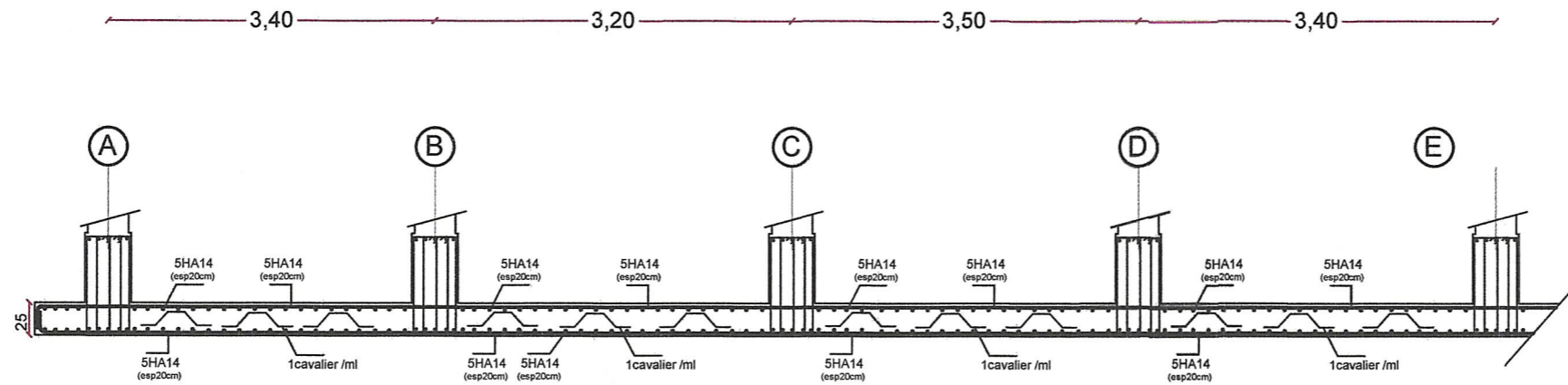
Plan N°: 03

Promotion:

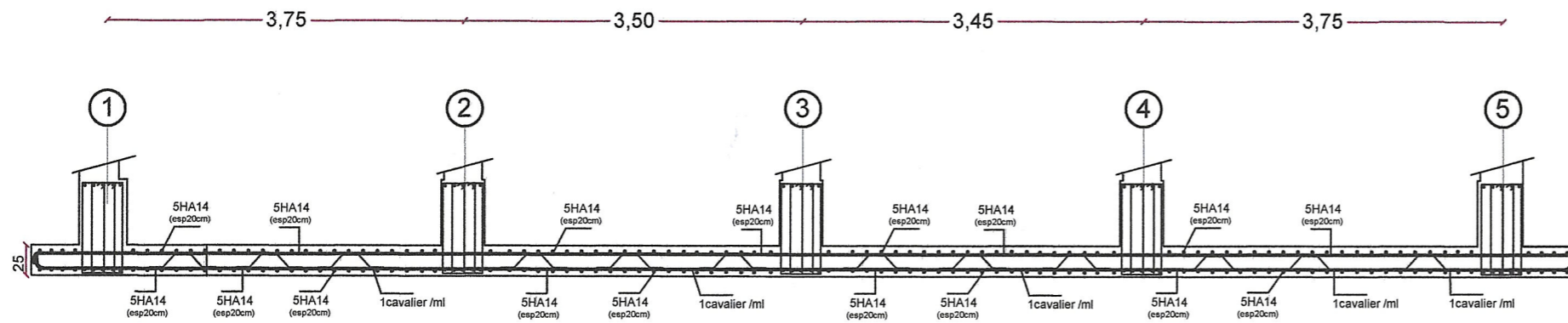
2025

# FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=25cm:

**-Sens X-X**



**-Sens Y-Y**



Université Mouloud MAMMERY Tizi-Ouzou  
Faculté Du Génie De La Construction  
Département de Génie Civil

Titre : Ferrailage du radier

Etudié par :

Mlle. GUESSAB Sabrina

Echelle°: 1/50

Plan N°: 04

Dirigé par :

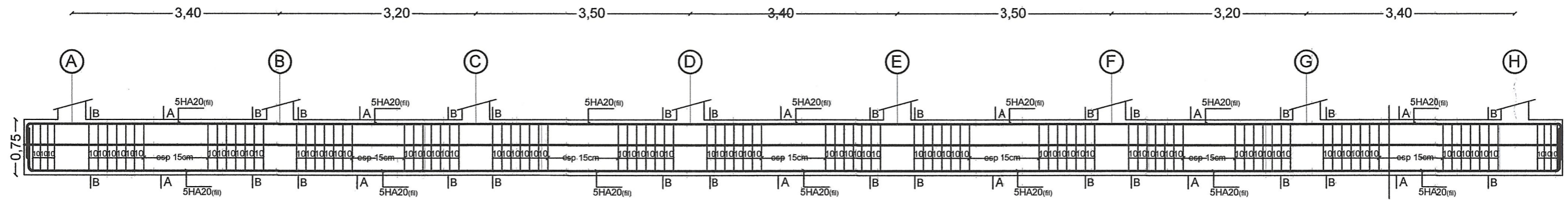
Mme. BELAZOUZ. L.

Promotion:

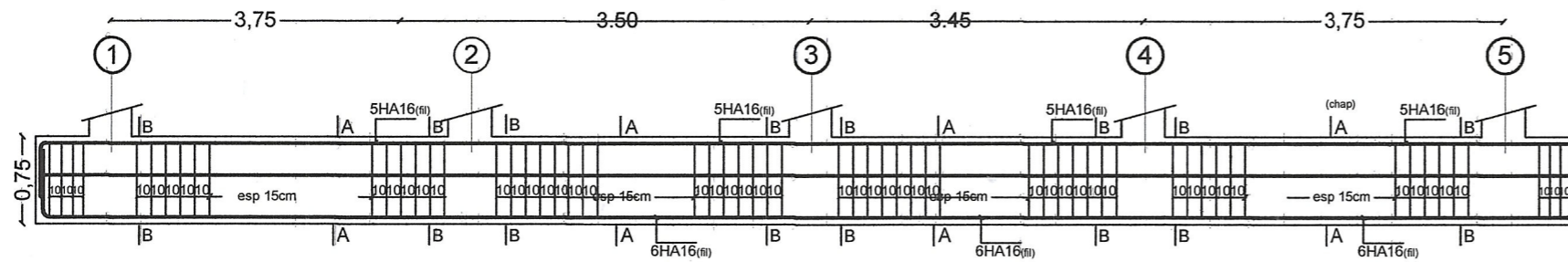
2025

# FERRAILLAGE DE LA NERVURE (55X75)cm<sup>2</sup>

**-Sens X-X**



**-Sens Y-Y**



*Université Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou*  
*Faculté Du Génie De La Construction*  
*Département de Génie Civil*

*Titre : Ferrailage des nervures*

*Etudié par :*

Mlle. GUESSAB Sabrina

*Echelle°:1/50*

*Plan N°:05*

*Dirigé par :*

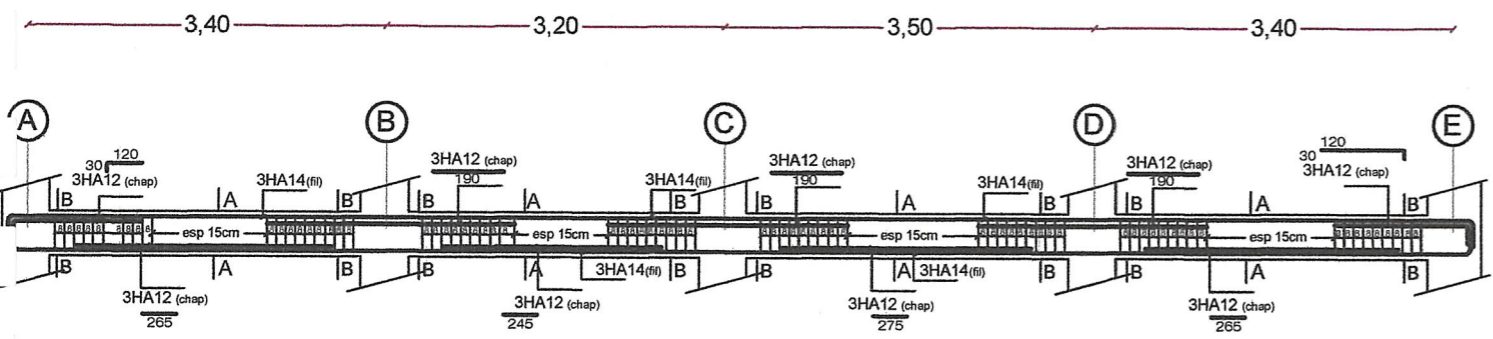
Mme.BELAZOUZ. L.

*Promotion:*

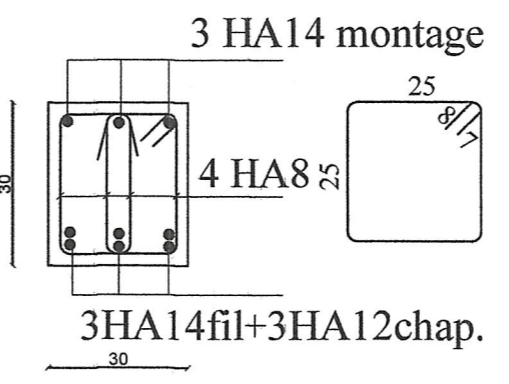
2025

# Ferraillage des poutres

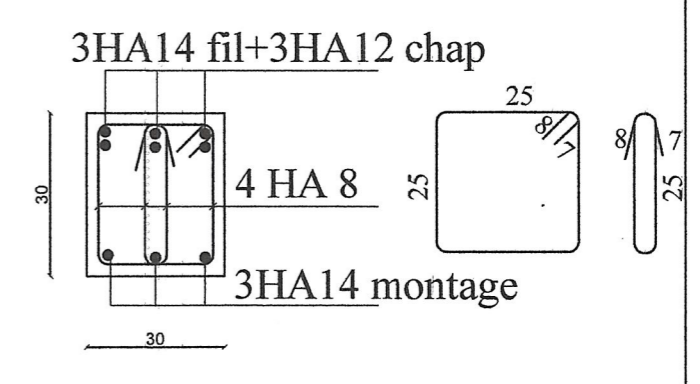
## Ferraillage des poutres secondaires (30x30)cm<sup>2</sup>:



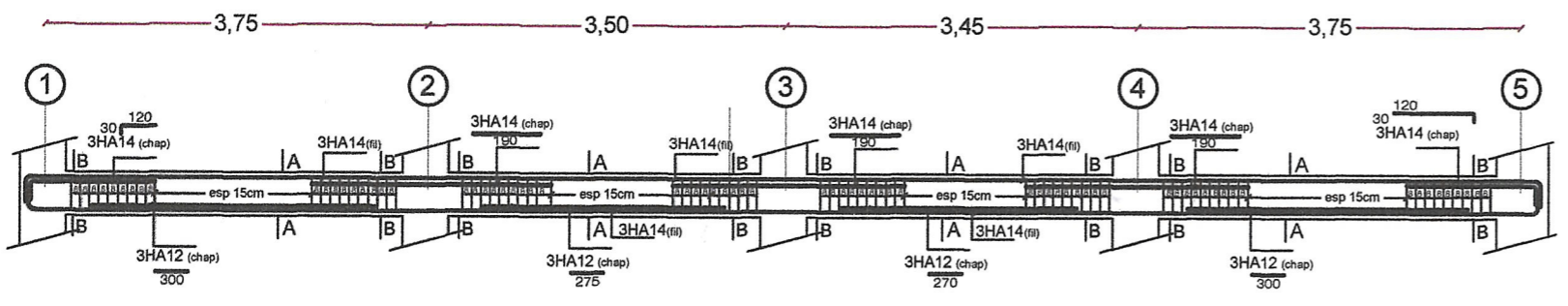
coupe  
A - A



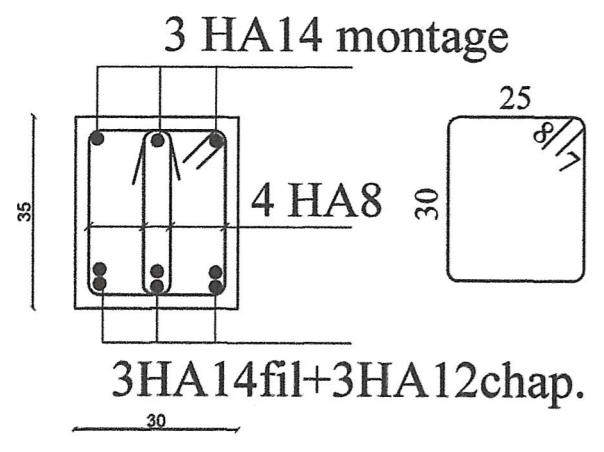
coupe  
B - B



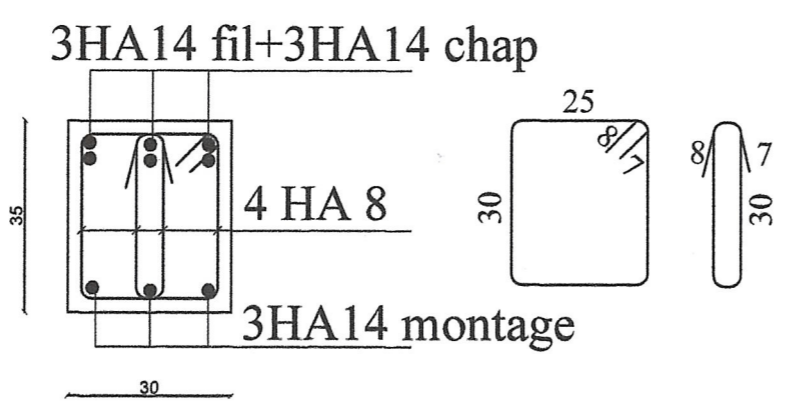
## Ferraillage des poutres principales (30x35)cm<sup>2</sup>:



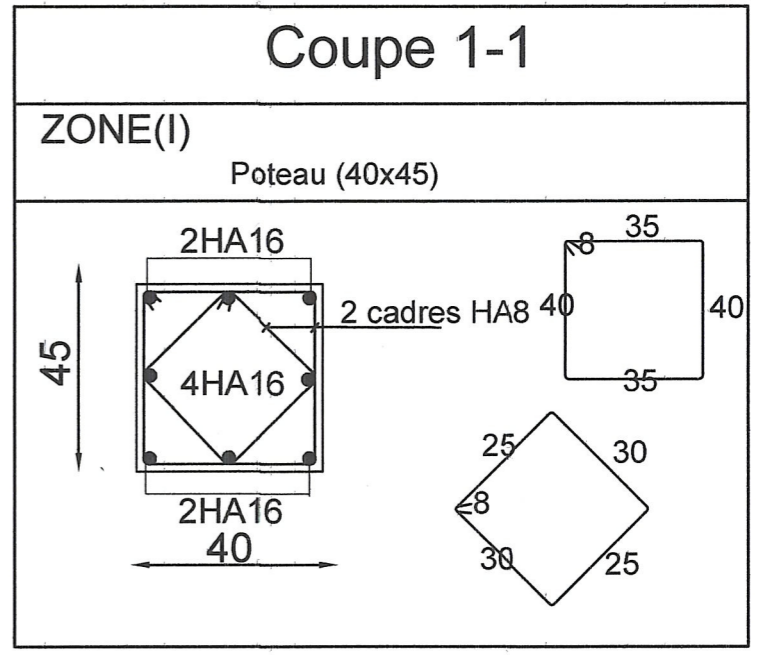
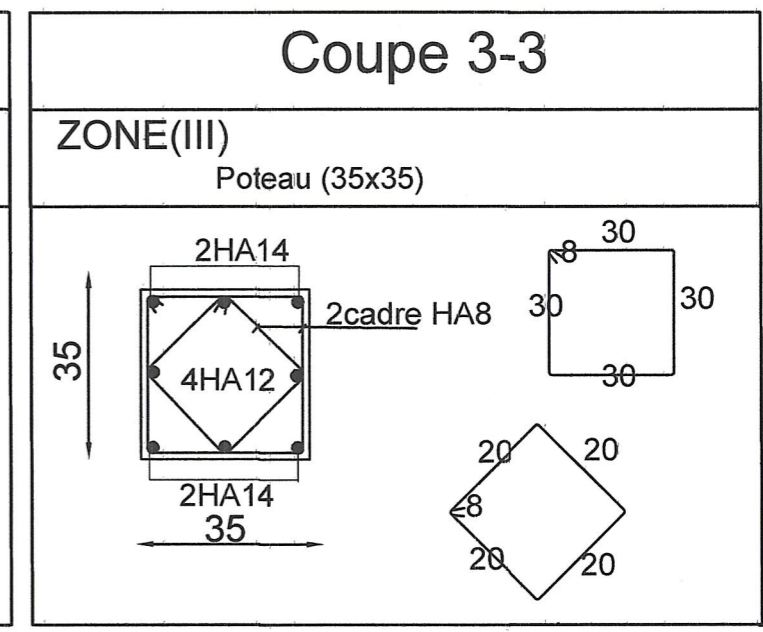
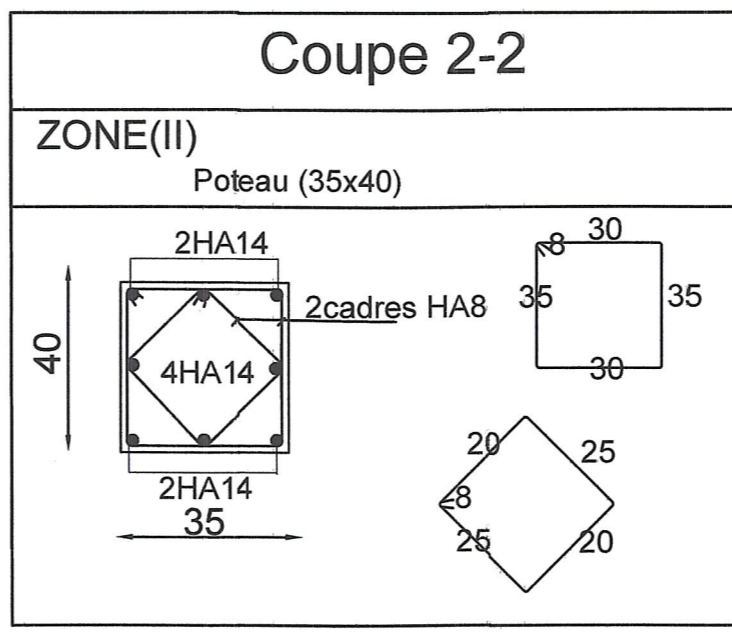
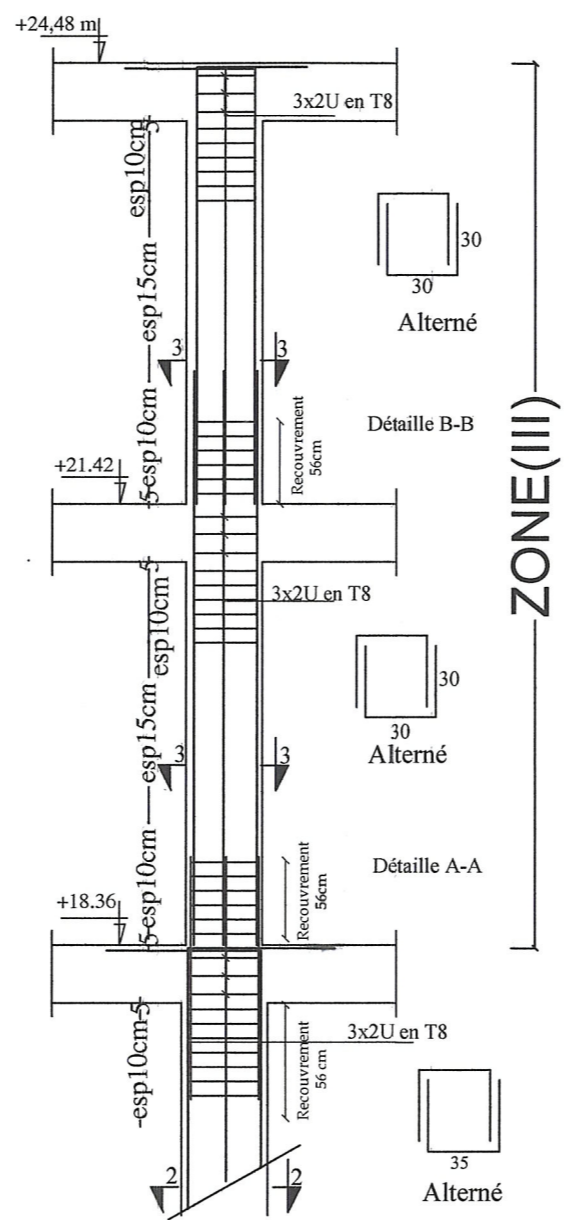
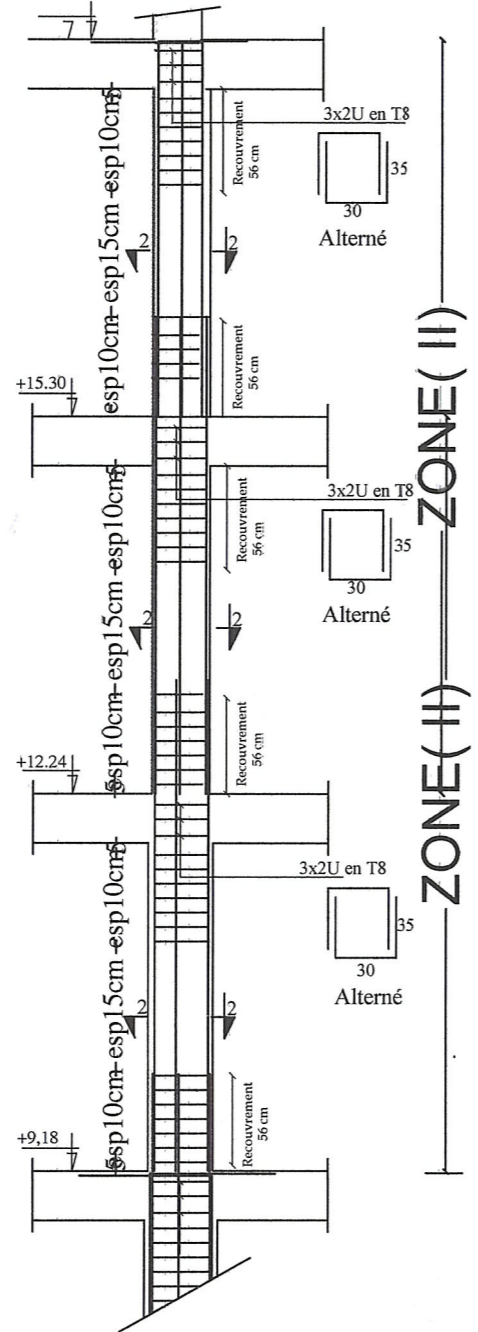
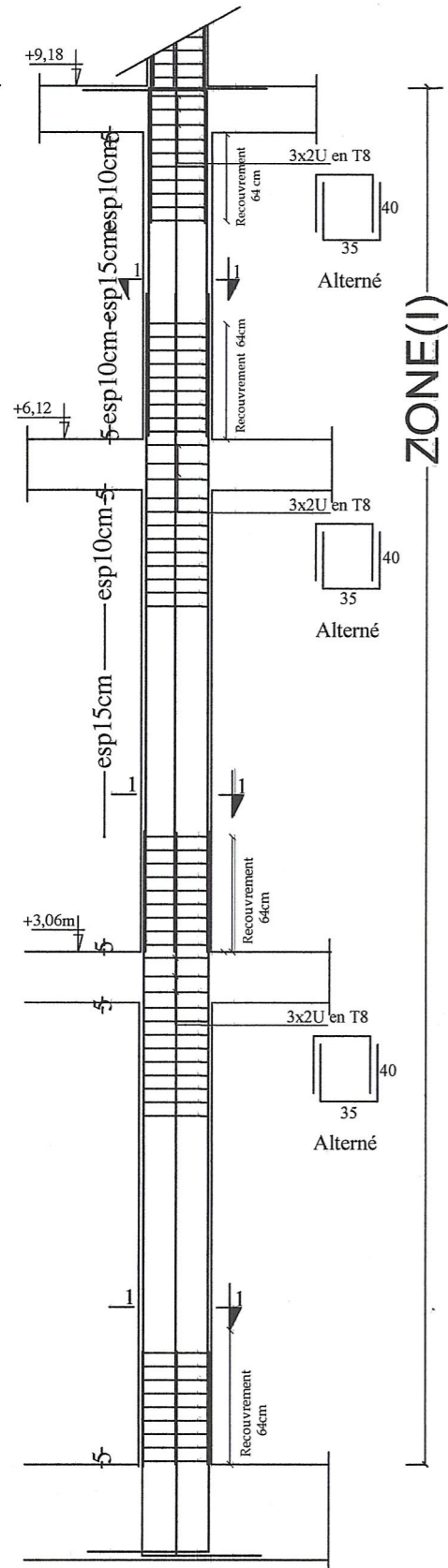
coupe  
A - A



coupe  
B - B



<i>Université Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou</i> <i>Faculté Du Génie De La Construction</i> <i>Département de Génie Civil</i>	
<i>Titre : Ferraillage des poutres</i>	
<i>Etudié par :</i> Mlle. GUESSAB Sabrina	<i>Echelle°: 1/50</i>
<i>Dirigé par :</i> Mme. BELAZOUZ. L.	<i>Plan N°: 02</i>
	<i>Promotion:</i> 2025



*Université Mouloud MAMMARI Tizi-Ouzou*  
*Faculté Du Génie De La Construction*  
*Département de Génie Civil*

*Titre : Ferrailage des poteaux*

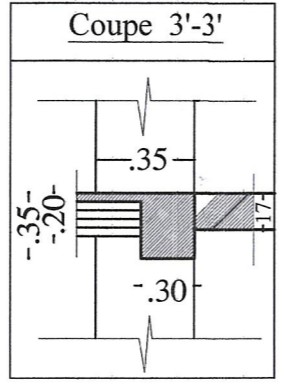
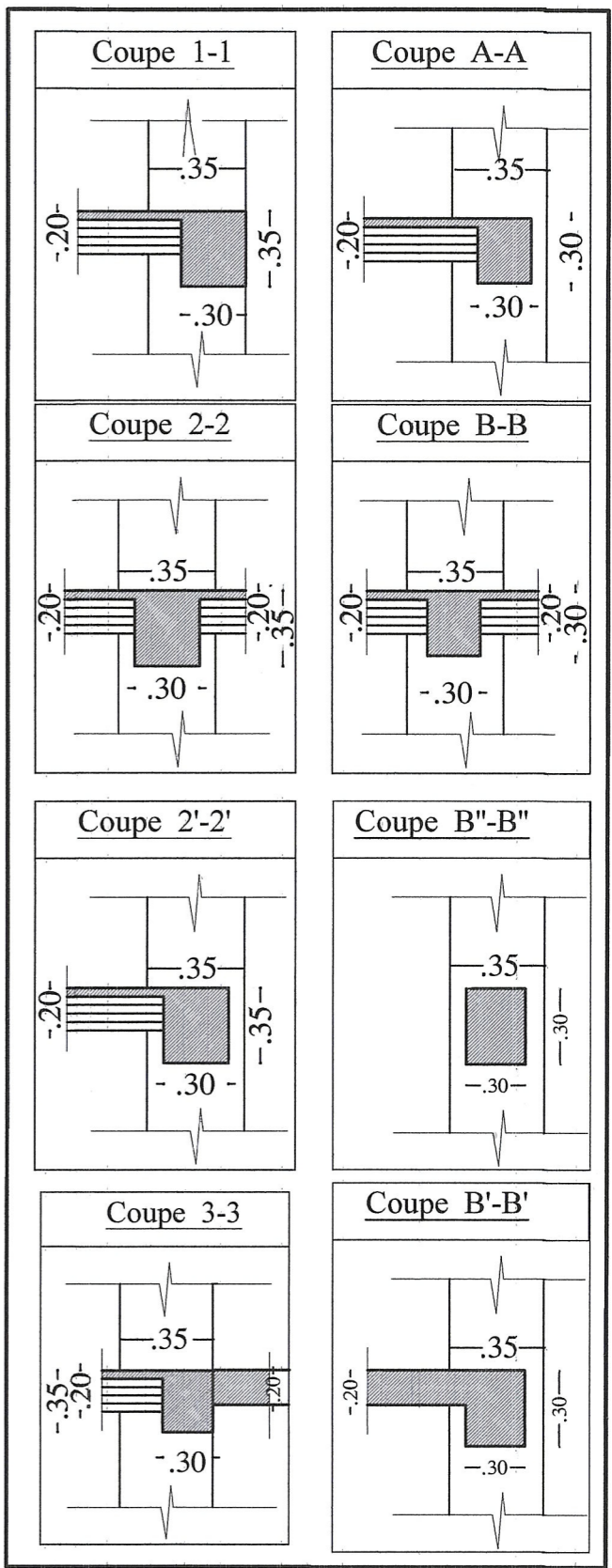
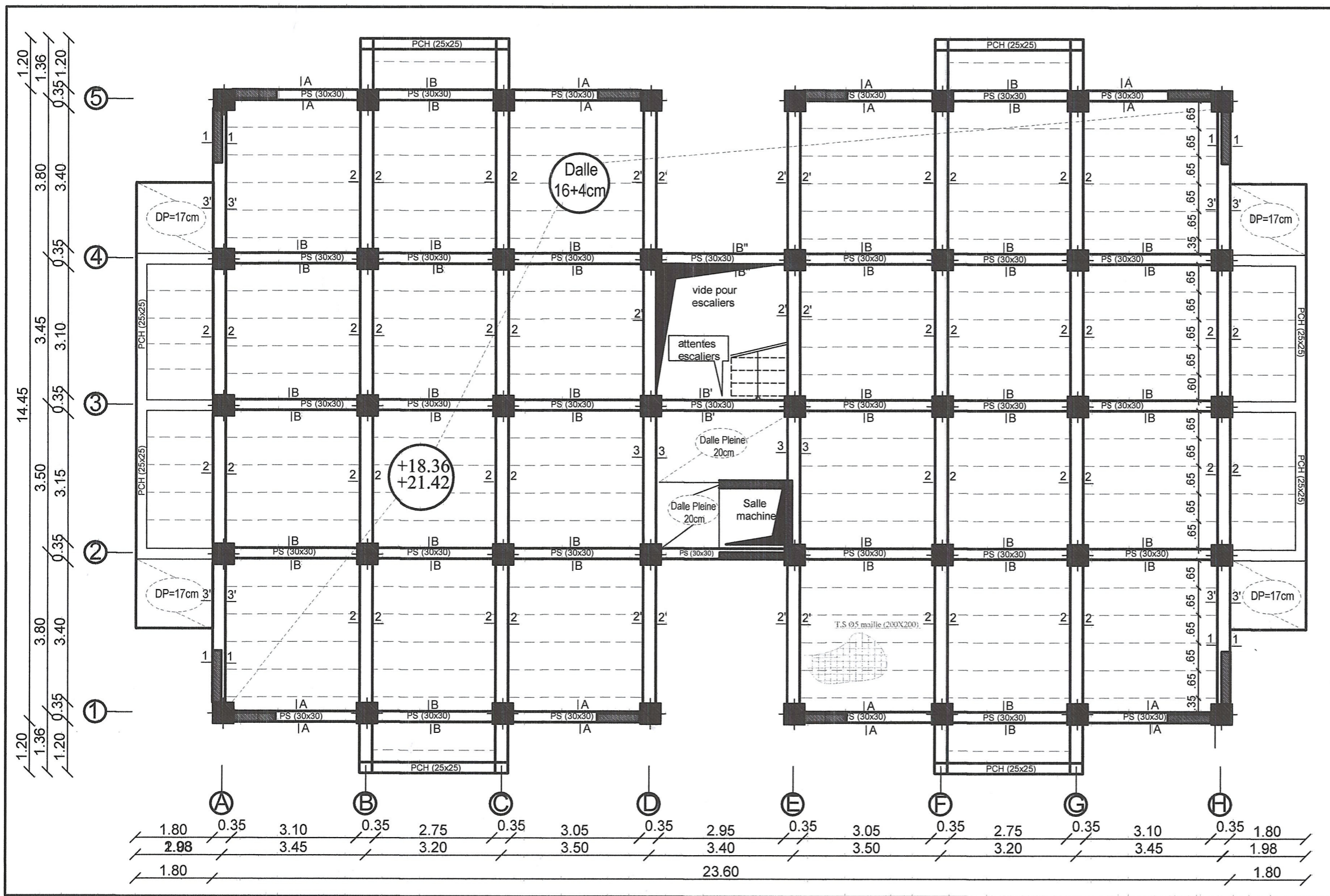
*Etudié par :*  
Mlle. GUESSAB Sabrina

*Echelle°: 1/50*

*Plan N°: 01*

*Dirigé par :*  
Mme. BELAZOUZ. L.

*Promotion:*  
2025

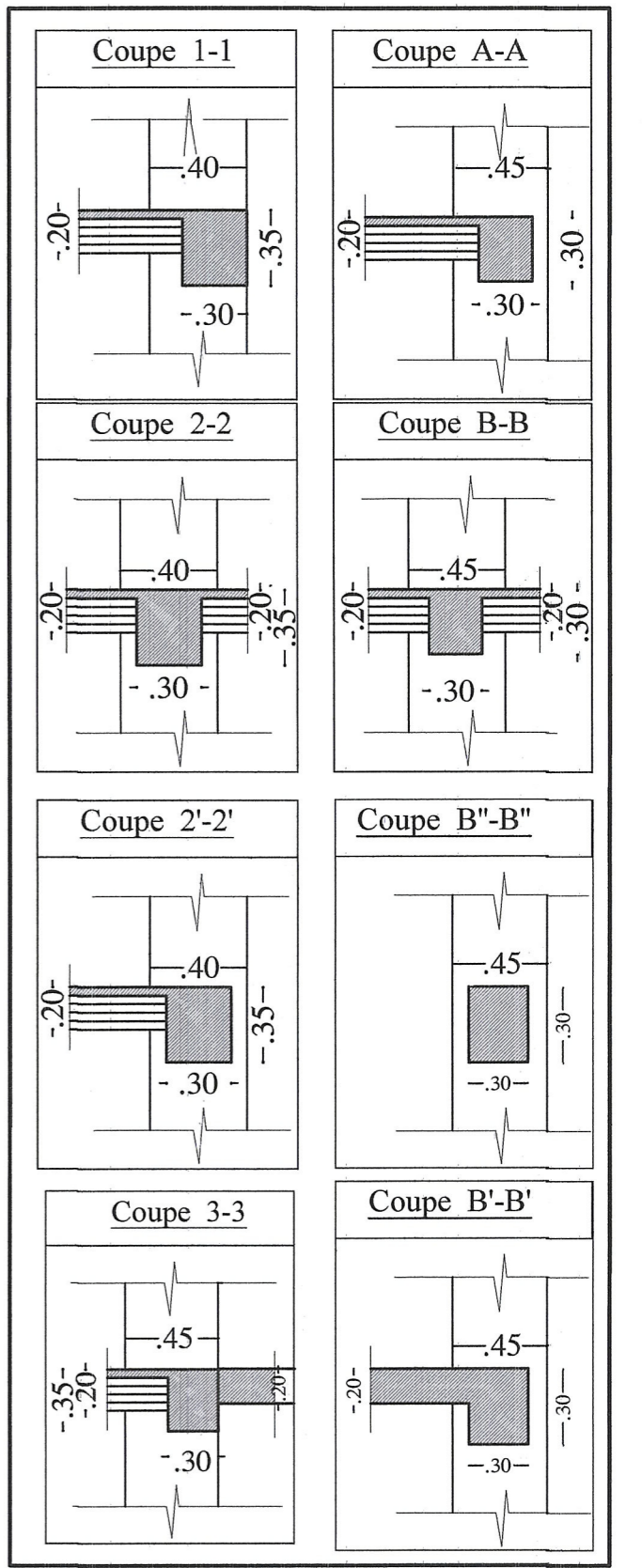
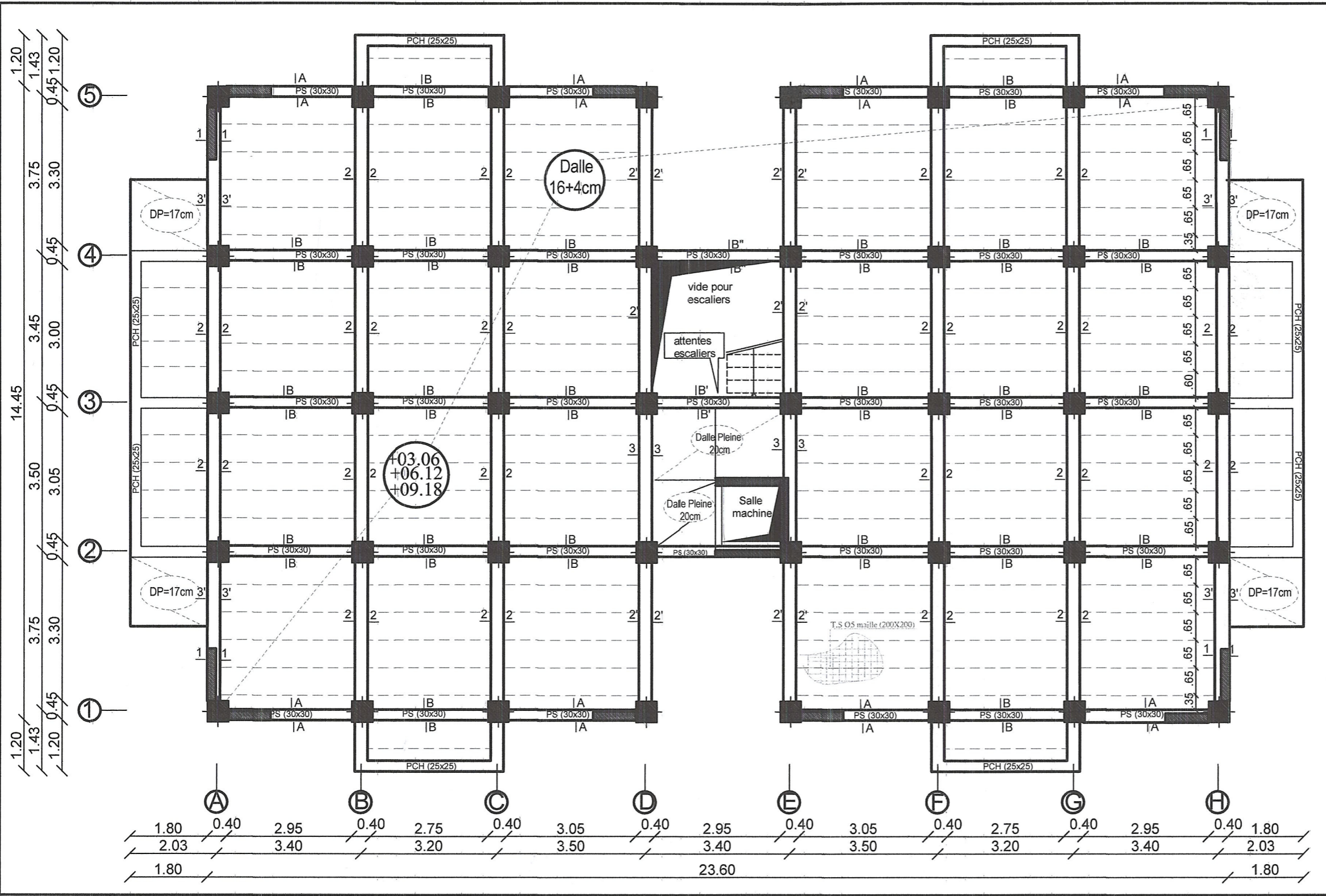


**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +18.36 ; +21.42**

- Poteaux: (35X35)
- Poutres principales:(30X35)
- Poutres secondaires:(30X30)

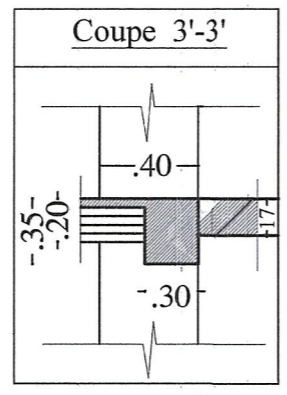
*Université Mouloud MAMMERY Tizi-Ouzou*  
*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

<i>Etudié par :</i> Mlle. GUESSAB Sabrina	<i>Titre :</i> <b>PLAN DE COFFRAGES</b> NIV: +18.36 ; 21.42	<i>Echelle: 1/50</i>
<i>Dirigé par :</i> Mme. BELAZOUZ. L.		<i>Plan N°: 04</i>
		<i>Promotion:</i> 2025



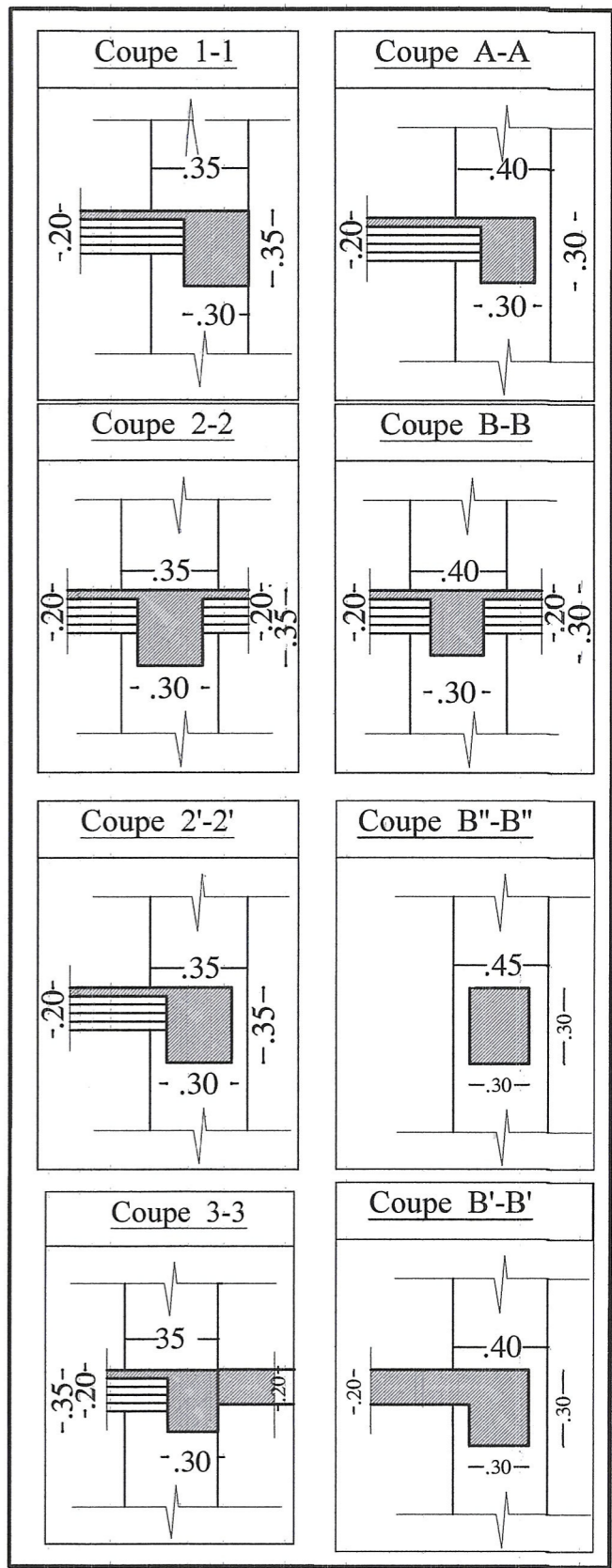
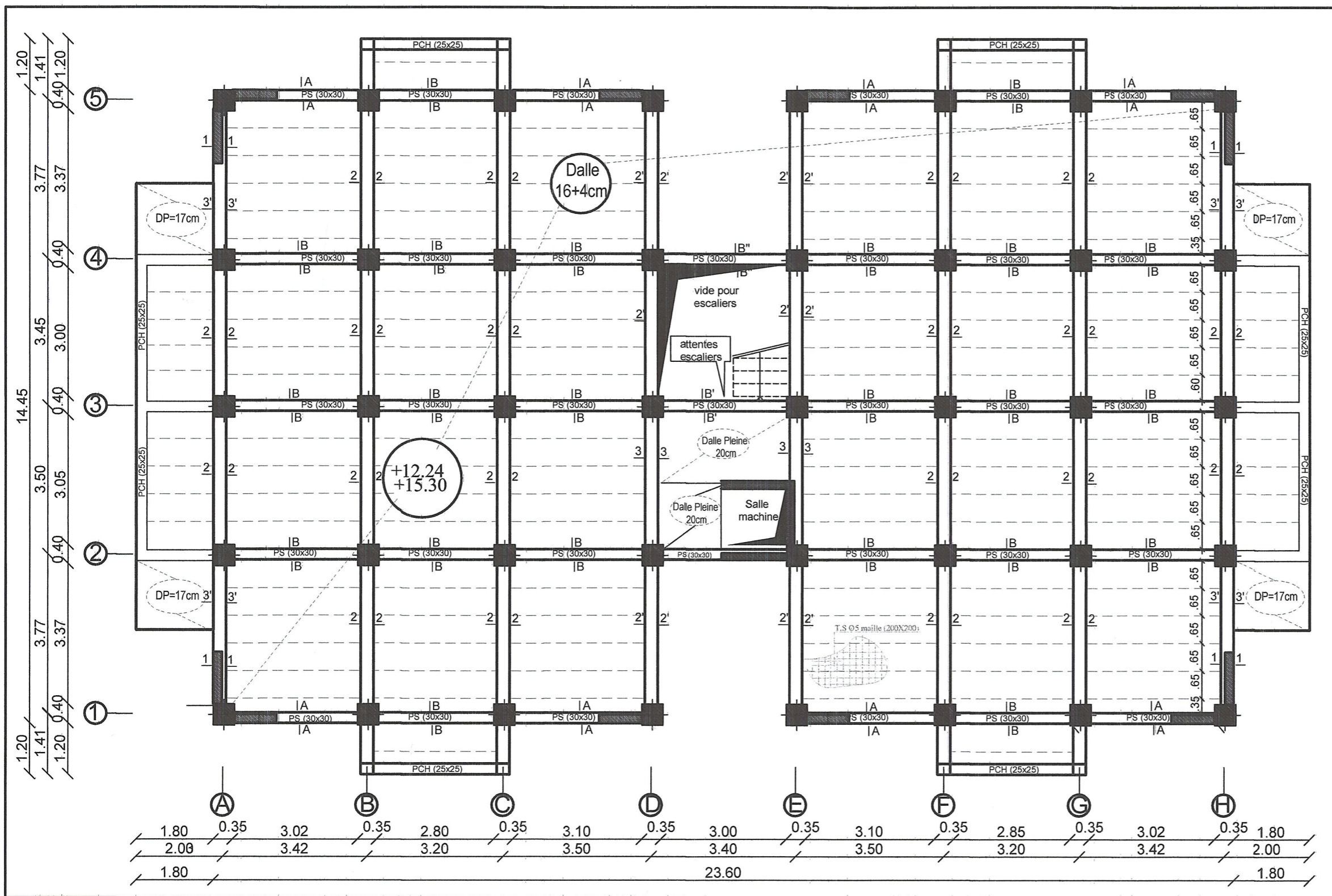
**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +3.06 ; +6.12 ; +9.18**

- Poteaux: (40X45)
- Poutres principales:(30X35)
- Poutres secondaires:(30X30)



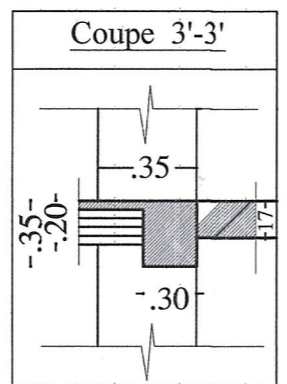
*Université Mouloud MAMMERY Tizi-Ouzou*  
*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

<i>Etudié par :</i> Mlle. GUESSAB Sabrina	<i>Titre :</i> <b>PLAN DE COFFRAGE</b> NIV: +3.06;6.12;9.19
<i>Dirigé par :</i> Mme.BELAZOUZ. L.	<i>Echelle°:1/50</i> <i>Plan N°:02</i> <i>Promotion:</i> 2025



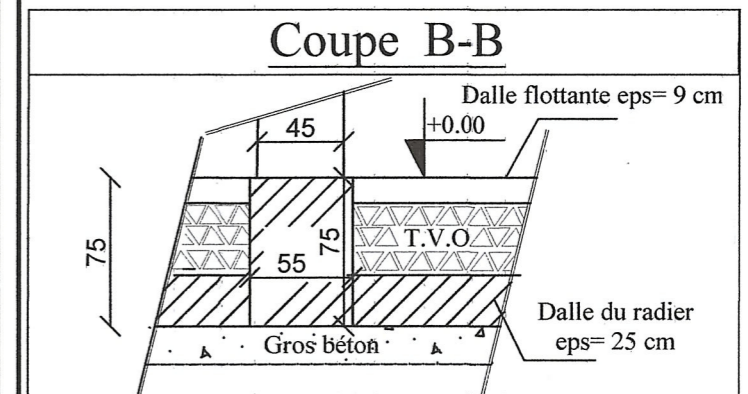
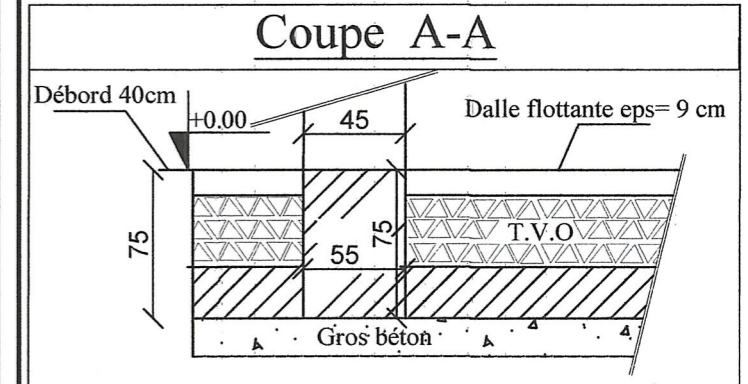
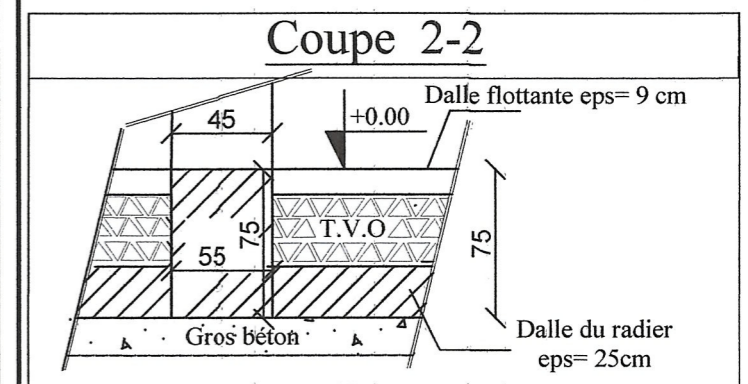
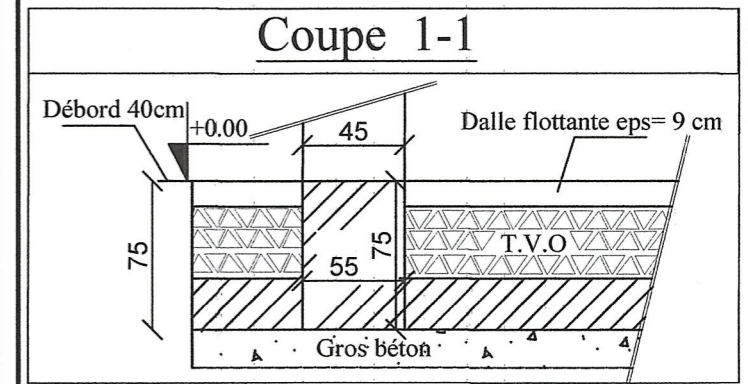
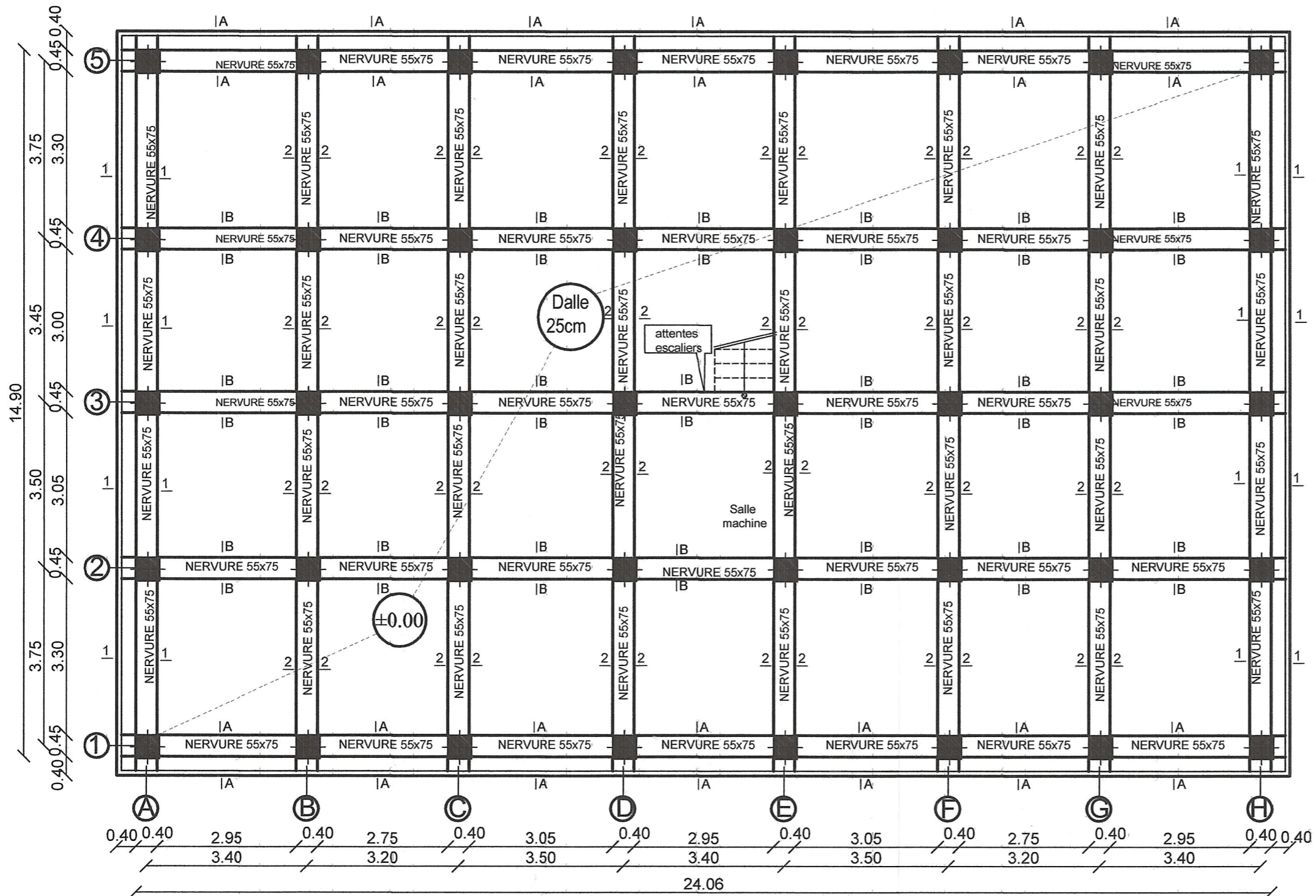
**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +12.24 ; +15.30**

- Poteaux: (35X40)
- Poutres principales:(30X35)
- Poutres secondaires:(30X30)



*Université Mouloud MAMMERY Tizi-Ouzou*  
*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

<i>Etudié par :</i> Mlle. GUESSAB Sabrina	<i>Titre :</i> <b>PLAN DE COFFRAGE</b> NIV: +12.24 ; 15.30
<i>Dirigé par :</i> Mme.BELAZOUZ. L.	<i>Echelle°:1/50</i> <i>Plan N°:03</i> <i>Promotion:</i> 2025



- Poteaux: (40X45)
- Nervure: (55X75)
- Débord : 50 cm
- Dalle flottante: ep=10cm
- Dalle de radier: ep=25cm

**PLAN DE FONDATIONS**  
**NIV: +0.00**

<b>Université Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou</b>		
<b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
<u>Etudié par :</u> Mlle. GUESSAB Sabrina	<u>Titre :</u> <b>PLAN DE FONDATIONS</b> NIV: +0.00	<u>Echelle°:</u> 1/50
<u>Dirigé par :</u> Mme.BELAZOUZ. L.		<u>Plan N°:</u> 01
		<u>Promotion:</u> 2025